

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DE CHIMBORAZO

ESCUELA DE POSTGRADO

FSCULTAD DE CIENCIAS

**TESIS PREVIO A LA OBTENCION DEL GRADO DE MASTER EN
PROTECCION AMBIENTAL**

TEMA

**“SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LA DEPURACION DE LAS
AGUAS SERVIDAS DE VILLA LA UNION CANTON COLTA”**

AUTOR

Georgina Moreno Andrade

TUTOR

Ing. Agustín Leiva P. Ms.C.Ph.D

Riobamba 2004

ESCUELA DE POSTGRADO

FSCULTAD DE CIENCIAS

**TESIS PREVIO A LA OBTENCION DEL GRADO DE MASTER EN
PROTECCION AMBIENTAL**

TEMA

**“SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LA DEPURACION DE LAS
AGUAS SERVIDAS DE VILLA LA UNION CANTON COLTA”**

AUTOR

Georgina Moreno Andrade

TUTOR

Ing. Agustín Leiva P. Ms.C.Ph.D

Riobamba 2004

AGRADECIMIENTO

Un merecido reconocimiento al Tutor Dr. Agustín Leiva P., Ph.D

A los miembros del Tribunal

Al Alcalde del Cantón Colta por haber facilitado la presente investigación

ÍNDICE

	PÁG.
AGRADECIMIENTO	
RESUMEN	
SUMMARY	
INDICE DE ABREVIATURAS	
CAPÍTULO I.....	1
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. JUSTIFICACIÓN.....	10
1.2. PROPOSICIÓN DE TRABAJO.....	11
1.3. OBJETIVOS.....	13
1.3.1. Objetivo General.....	13
1.3.2. Objetivos Específicos.....	13
CAPÍTULO II.....	14
2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	14
2.1. ANTECEDENTES SOBRE EL TRATAMIENTO DE AGUAS	
.SERVIDAS.....	14
2.2. SISTEMA DE PRETRATAMIENTO	16
2.3. SISTEMAS DE LAGUNAS DE OXIDACIÓN.....	18
2.3.1. Lagunas de estabilización.....	18
2.3.2. Lagunas anaerobias.....	18
2.3.3. Lagunas facultativas.....	26
2.3.4. Lagunas aerobias (de maduración).....	36
2.3.5. Desinfección.....	45
2.4. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.....	47

2.4.1. Impacto ambiental.....	47
2.4.2. Metodologías empleadas para la Evaluación del Impacto Ambiental	49
2.4.3. Matrices causa-efecto.....	51
2.5. HIPOTEISIS.....	56
CAPÍTULO III.	57
3. DESARROLLO.....	57
3.1. METODOLOGÍA.....	57
3.1.1. Materiales.....	59
3.2. RESULTADOS Y DISCUSION.....	62
3.2.1. Flujo o caudal de aguas servidas.....	62
3.2.2. Evaluación del impacto ambiental de la actual disposición de las aguas servidas.....	64
Matriz de Leopold modificada a la situación actual de disposición des aguas servidas de Villa La Unión.....	65
3.2.3. Características físicas y químicas más importantes de las aguas servidas de la ciudad de villa la unión.....	67
3.2.4. Pruebas de significación.....	69
3.2.5. Diseño del pretratamiento.....	72
3.2.5.1. Diseño del medidor de caudal (canaleta Parshal).....	72
3.2.5.2. Diseño del sistema de desbaste.....	75
3.2.5.3. Diseño de la cámara de desengrase.....	80
3.2.5.4. Diseño del Desarenador.....	81
3.2.6. Dseño de alternativas de tratamiento secundario.....	83
Laguna facultativa y lagunas de maduración en serie (Alternativa A)....	85
Laguna facultativa primaria.....	85

Laguna de maduración.....	88
(B) Laguna anaerobia, facultativa y lagunas de maduración en serie.....	91
Laguna anaerobia.....	91
Laguna facultativa secundaria.....	92
Lagunas de maduración.....	94
3.2.7.Dimensionamiento del vertedero.....	97
3.2.8.Comparación de las alternativas calculadas.....	98
3.2.9Consideraciones económicas	99
3.2.10.Evaluación del impacto ambiental de la disposición de las aguas servidas después de implementada la planta de tratamiento.....	99
Matriz de Leopold de la evaluación del impacto ambiental de las aguas servidas una vez implementado el sistema de tratamiento.....	100
Matriz de Selección.....	104
3.3. VERIFICACION DE LA HIPOTESIS.....	105
CAPÍTULO IV.	106
IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	106
4.1 CONCLUSIONES.....	107
4. 2. PROPUESTA	
4.3 RECOMENDACIÓN	107
CAPITULO V	109
V. BIBLIOGRAFÍA.....	109
CAPITULO VI.....	115
VI. ANEXOS.....	115

RESUMEN

El presente trabajo de investigación trata sobre el diseño de los procesos para el tratamiento de las aguas servidas de la ciudad de Villa La Unión, cantón Colta, provincia de Chimborazo, cuyo caudal al año 2020 será de 10,21 l/s, producto de las actividades domésticas de los 5920 habitantes que tendrá la ciudad para esa fecha. La Evaluación del Impacto Ambiental correspondiente a la actual disposición de dicha corriente residual arrojó un resultado de – 507 puntos según la matriz de Leopold modificada al efecto, en cambio, se estimó que una vez implementado el sistema propuesto, dicha evaluación será de – 163 puntos, o sea, un 68 % de mejoría de la calidad ambiental. Teniendo en cuenta las características de las aguas servidas bajo estudio, las que pueden ser clasificadas como débiles, como tratamiento primario, se diseñó un sistema de rejillas para la eliminación de los sólidos groseros, con un de canal de 0,625 m, un total de 15 barras de 0,015 m de ancho y 0,015 m de espesor, separadas entre sí por 0,025 m, así como una eficiencia de 0,625. A continuación se consideraron dos alternativas de tratamiento secundario (biológico), es decir, (A) Lagunas facultativa y de maduración en serie y (B) Lagunas anaerobia, facultativa y de maduración en serie. La primera alternativa, con un área mínima requerida de 9 061 m² produce una eficiencia de eliminación de la DBO₅ del 98 % y más del 99 % de remoción de Coliformes con un costo estimado de 16 310 USD, mientras que la segunda, con un área mínima requerida de 6 262 m², produce un 88 % de eficiencia de eliminación de la DBO₅ y más del 99 % de eliminación de Coliformes, con un costo estimado de 10 873 USD.

SUMMARY

This research work deals with the process design for the domestic wastewater treatment of Villa La Union city, canton Colta, Chimborazo province, with a caudal of 10,21 l/s produced by the domestic activities of 5 920 habitants up to the year 2020. The Environmental Impact Evaluation of the up today disposal of this city sewage yielded a result of – 515 points, following a modified Leopold matrix and, when the propose system be applied, this negative value will be increased up to – 163 points, showing a 68 % of environmental quality enhancing. Taking into account the Villa La Union sewage weakness tested, it was designed a pretreatment composed by parallels bars system for the retention of big solids: a channel of 0,625 m; 15 bars with 0,015 m of width, and 0,015 m of thickness, with an each other separation of 0,025 m and, with an efficiency of 0,625. Following this primary treatment, a secondary one composed by stabilization ponds was considered. Two alternatives were taking into account, this is, (A) series of facultative and ripeness ponds; and (B) series of anaerobic, facultative and ripeness ponds. The first one, with a minimum required area of 9 061 m², give a BOD₅ elimination efficiency of 98 % and, more than 99 % of Coliforms elimination. The second one with a minimum required area of 6 262 m², give a BOD₅ elimination efficiency of 88 % and, more than 99 % of Coliforms elimination. The estimated costs for the alternative (A) is about 16 310 USD, while the alternative (B) is about 10 873 USD.

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

La República del Ecuador, como país latinoamericano y tercermundista, se ha caracterizado por tener una sociedad con sin independencia económica, mediatizada por las grandes instituciones monetarias que, al dirigir, indirectamente, los destinos económicos del país, también dictan las características de los principales rasgos políticos y sociales de la nación.

En el país se reconoce que el compromiso de la sociedad de promover el desarrollo hacia la sustentabilidad¹, debe trascender al conjunto de políticas, observándose permanentemente el concepto de minimizar los riesgos e impactos negativos ambientales mientras se mantienen las oportunidades sociales y económicas del desarrollo sustentable, reconociendo que este sólo puede alcanzarse cuando sus tres elementos, lo social, lo económico, y lo ambiental, son tratados armónica y equilibradamente en cada instante y para cada acción: Todo habitante en la República del Ecuador y sus instituciones y organizaciones públicas y privadas deberán realizar cada acción, en cada instante, de manera que propenda en forma simultánea a ser socialmente justa, económicamente rentable y ambientalmente sustentable.

¹ CAAM. (1996). Plan Ambiental Ecuatoriano; Políticas y Estrategias, 11 – 15 p., Quito.

El Estado ecuatoriano, sin perjuicio de atender todos los asuntos relativos a la gestión ambiental en el país, dará prioridad al tratamiento y solución de los siguientes problemas, que se reconocen como ambientales prioritarios del país:

- La pobreza (agravada por el alto crecimiento poblacional frente a la insuficiente capacidad del Estado para satisfacer sus requerimientos, principalmente empleo).
- La erosión y desordenado uso de los suelos.
- La deforestación.
- La pérdida de la biodiversidad y recursos genéticos.
- La desordenada e irracional explotación de recursos naturales en general.
- La contaminación creciente de aire, agua y suelo.
- La generación y manejo deficiente de desechos, incluyendo tóxicos y peligrosos.
- El estancamiento y deterioro de las condiciones ambientales urbanas.

- Los grandes problemas de salud nacional por contaminación y malnutrición.
- El proceso de desertificación y agravamiento del fenómeno de sequías.
- Los riesgos, desastres y emergencias naturales y ambientales.

El ambiente, sistema con el cual interactúa el hombre constantemente, ha sido objeto de estudio por parte de un amplio conjunto multidisciplinario de científicos, con el propósito, no sólo de caracterizarlo, sino también de establecer sus niveles de susceptibilidad con relación al resultado de actividades humanas, así como las tecnologías que pudieran servir como herramientas para mantenerlo lo más limpio posible.

Sin embargo, a pesar de este interés de la ciencia, la realidad es que el crecimiento poblacional mundial y por tanto local, ha conspirado contra cualquier esfuerzo científico. Muchas nuevas poblaciones han surgido en muchos y diversos territorios en el mundo y en la República del Ecuador, lo cual, en la mayoría de los casos se ha producido sin la apropiada planificación ambiental, de manera que, si no se toman las medidas de protección correspondientes, los daños ambientales serán irreversibles, a partir de un momento dado.

En América Latina con solo una cobertura del 49 % de alcantarillado, más de 40 millones de metros cúbicos por día de aguas residuales se colectan y se vierten en los ríos, lagos y mares. Si en el año 2003, el 90% de la población se beneficiara con este servicio estaría arrojando más de 100 millones, agravando

aún más la situación. Por ello el desafío técnico es proponer soluciones para que se reduzca la contaminación y que genere beneficios.

Las poblaciones, comunidades, ciudades, no sin importar su tamaño, deterioran el ambiente, debido solamente a sus actividades domésticas, más aún si a las mismas se suman otras acciones de producción y servicios, no declaradas como “domésticas” y, cuyos residuos no reciben tratamientos específicos, antes de ser vertidos o unidos a los residuos domésticos de la población.

En la provincia de Chimborazo hay varios cantones cuyas cabeceras no cuentan con sistemas de depuración de sus aguas servidas, disponiéndose las mismas en sistemas hídricos, con la consecuente contaminación de los mismos. Una de estas localidades es Villa La Unión, cabecera del cantón Colta, provincia de Chimborazo.

El cantón Colta, es uno de los 10 cantones de la provincia de Chimborazo, se encuentra ubicado en el sector Occidental de la provincia. Actualmente cuenta con dos parroquias urbanas Cajabamba y Sicalpa, y 4 parroquias rurales: Cañi, Columbe, Juan de Velasco (Pangor) y Santiago de Quito. Su cabecera cantonal es Villa La Unión, que se encuentra en las coordenadas geográficas 9 812 000 de latitud Sur y 748 000 de longitud Este². Los límites del cantón son:

NORTE: El Cantón Riobamba

SUR: Los cantones Pallatanga y Guamote

² GOBIERNO MUNICIPAL DE COLTA y UNICEF. (2002). Plan maestro de Agua Potable y Saneamiento del cantón Colta. Villa La Unión.

ESTE: Con la provincia de Bolívar

OESTE: El cantón Riobamba

La altitud de Villa la Unión (Cajabamba y Sicalpa) es de 3050 m.s.n.m. El clima del cantón Colta es propio de la región Interandina, para obtener información se ha recurrido al registro del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología. Se identifican claramente dos zonas bien definidas, la parte central constituida por las parroquias de Sicalpa, Cajabamba, Columbe y Santiago de Quito caracterizada por tener un clima frío y seco, con inviernos lluviosos y veranos casi secos, la temperatura fluctúa de 8,7 °C a 20,2 °C, teniendo una temperatura promedio de 13,8 °C, y la zona Occidental conformada por la parroquia Juan de Velasco y Cañi, con un clima también frío, con una temperatura promedio 14°C. El régimen de precipitaciones es netamente interandino con vertiente occidental con los máximos en los meses de enero a abril y las más bajas se registran en los meses de agosto y septiembre, la precipitación promedio anual es de 455 mm

La superficie cantonal es de 858 km² y el sistema hidrográfico del cantón Colta, está conformado básicamente, por la vertiente oriental, que nace en los páramos de la cordillera Occidental y alimenta los subsistemas del río Columbe y Sicalpa que son afluentes del río Chambo y, para la vertiente occidental los ríos Pangor y Chimbo.

La población de Villa La Unión al año 2000 era de 3710 habitantes proyectándose unos 5920 al año 2020. La oficina de agua potable tiene

un registro total de 742 usuarios domiciliarios de la población urbana, lo que implica una cobertura del 100 %, mientras que la cobertura del sistema de alcantarillado es del 84 %.

Cuenta con un sistema de alcantarillado combinado y no dispone de una planta de depuración contaminando directamente el cuerpo receptor como es: el río Sicalpa y la quebrada Yanayacu

Sistema de agua potable

Tipo de Sistema. Este sistema funciona a gravedad y capta las aguas de varias vertientes del sector de Guacona y la Compañía.

Componentes del sistema:

Captaciones. El sistema se abastece mediante varias captaciones de vertientes, ubicadas en el sector de la Compañía, Arturo León y Guacona, constituidas cada una de ellas por varios afloramientos de agua, originados en su mayoría por infiltraciones de escurrimientos subterráneos. La primera está ubicada a 2,2 km de la planta de tratamiento, y la segunda, a una distancia de 2,7 km. El caudal total captado es de 7 l/s correspondiendo a la Compañía 4,6 l/s y a Guacona 2,4 l/s Las fuentes han disminuido notablemente su caudal, por cuanto en los sectores aledaños a las mismas existe un intenso cultivo y deforestación, que es un proceso que ha venido aumentando en el transcurso

del tiempo. En las vertientes que aportan caudal no se les da la operación y mantenimientos adecuados por la disminución de personal y recursos económicos y materiales que permitan un oportuno y óptimo mantenimiento.

Conducción. Las conducciones fueron construidas en 1965 por el IEOS, tienen una longitud de 2200 m y 2700 m de tubería de asbesto cemento, con diámetros que varían entre 2 y 4 pulg, en las que ya no existen válvulas de aire ni desagüe.

Cajón Recolector. Antes de ingresar el agua al tanque de reserva las dos conducciones llegan a un tanque recolector de 5m³ de capacidad y de este mediante tubería de 4 pulg del mismo material (asbesto cemento), se conduce a la reserva. De este tanque recolector sale un ramal en tubería de polietileno de 2 pulg para dar servicio al barrio Miraflores, por lo cual el agua así conducida no recibe ningún sistema de tratamiento de desinfección, considerándose por lo mismo para Miraflores como agua entubada.

Reserva. La reserva la constituye un tanque circular de hormigón armado con capacidad de 500 m³ que se encuentra en buenas condiciones.

Redes de Distribución. Está conformada totalmente con tubería colombiana de asbesto cemento y accesorios de hierro fundido, en

diámetros de 6 pulg a 2 pulg en una longitud aproximada de 12 km; esta tubería tiene aproximadamente 35 años de servicio y las presiones varían entre los 21 y 45 m.

En la presente evaluación se determinó que la tubería de AC, presenta signo de desgaste, que deben ser comprobados mediante pruebas de laboratorio.

Existen algunas ampliaciones en tuberías de PVC E/C especialmente en sector de la Avenida del maestro hay que anotar que los barrios del sector de Cajabamba, carecen del abastecimiento las 24 horas del día principalmente por problemas de operación y mantenimiento de válvulas.

Cuando por alguna circunstancia se requiere de reparación en la red, por no existir accesorios de la misma clase, normalmente se procede a realizar adecuaciones empíricas que están deteriorando el normal funcionamiento de la Red.

Conexiones Domiciliarias. A la fecha existen 742 conexiones categorizadas como domiciliarias, en razón que no se ha dado cumplimiento a la Ordenanza Municipal (RO #140 del 28 de agosto del 1997) que regula los consumos por categoría. Se ha determinado mediante el registro de consumo por la oficina de agua potable y la

observación directa que un 24% (aproximado) de medidores domiciliarios de consumo se encuentran en mal estado de funcionamiento.

Tratamiento

a) *Prefiltros*. La planta de tratamiento consta de batería de 5 prefiltros de flujo horizontal que carecen de mantenimiento, adecuaciones estructurales y accesorios como compuertas que permitan un cierre hermético. Estas unidades de presedimentación al momento se encuentran completamente abandonadas en su operación y mantenimiento, por lo que no cumplen con su función específica, afectando a la siguiente unidad de tratamiento que es el filtro lento.

b) *Filtros lentos descendentes*. Se disponen de 3 filtros lentos, que requieren acciones de operación y mantenimiento permanentes. Los problemas principales de estas unidades:

c) *Desinfección*: El sistema es complementado su tratamiento, mediante desinfección con cloro gas, siendo necesario llevar un registro de cloro residual en toda la red de distribución para comprobar su eficacia.

1.1. JUSTIFICACIÓN

Viilla La Unión, cabecera cantonal del cantón Colta de la Provincia de Chimborazo, lugar ecoturístico con excelentes dotes para la práctica del turismo campestre descarga sus aguas servidas sin tratamiento previo en el curso del río Sicalpa y a lo largo de la quebrada Yanayacu produciendo su contaminación la misma que se agrava sabiendo que en sus orillas existen grandes sembríos de hortalizas cultivadas con aguas de este río, por lo tanto requiere de urgente atención para así evitar que se continúe deteriorando el entorno del punto de vertimiento y por ende sus recursos naturales.

Es por ello que, contando con el interés de las autoridades municipales, se ha decidido la realización de una investigación destinada al cálculo de los parámetros principales de un sistema de lagunas de estabilización, previa caracterización de las aguas servidas, que permita al Municipio la ejecución del presente trabajo

Los resultados de la investigación permitirán conocer la carga orgánica y de otros parámetros indicadores de la contaminación, vertida en el medio receptor y, a partir de ellos dimensionar las diferentes alternativas de sistemas de lagunas de estabilización a ser propuestos para la bioestabilización de las aguas servidas de la ciudad, sabiendo que los costos de operación y mantenimiento de estas lagunas son mínimos comparados con los sistemas convencionales ya que no existe dependencia de de equipos electromecánicos porque los

procesos biológicos involucrados son naturales y se adecuan a las posibilidades de espacio, valor de tierra y de recursos humanos .

Las razones expuestas hacen que las lagunas de estabilización sean consideradas como unas de las mejores opciones de tratamiento de aguas residuales a pesar de los costos del terreno

Una vez completado el trabajo de investigación, la I. Municipalidad de Colta contará con datos y propuestas para acometer el manejo ambiental, económico y social, de las aguas servidas de la ciudad, lo que una vez implementado tendrá un impacto y relevancia social muy significativa, de gran aprecio y beneplácito para la población.

La construcción y puesta en marcha de la planta de tratamiento se constituirá en una obra prioritaria de la presente Alcaldía, cuyos procesos están diseñados en el desarrollo del trabajo, los mismos tendrán el financiamiento del I. Municipio de Colta, contándose para ello tanto con la predisposición de las Autoridades como con los recursos económicos necesarios para la ejecución de la obra.

1.2. PROPOSICIÓN DE TRABAJO

Teniendo en cuenta que:

- La ciudad de Villa La Unión, cabecera del cantón Colta cuenta con un sistema de alcantarillado que recolecta las aguas servidas del 84 % de las viviendas de la localidad.
- No existe ni se encuentra diseñado en la actualidad un sistema para el tratamiento de las aguas servidas de la ciudad.
- Las aguas servidas de la ciudad son descargadas, sin tratamiento alguno al seno del río Sicalpa, provocando el deterioro de la calidad ambiental no sólo de sus aguas, sino también de su entorno.
- Existe en la literatura especializada datos de caracterización de las aguas residuales domésticas (aguas servidas), que pueden servir para el establecimiento de criterios comparativos de unas con otras.
- Existe suficiente literatura especializada que valora positivamente la combinación de sistemas de tratamiento físicos, químicos y físico-químicos con los sistemas biológicos, para el tratamiento de las aguas servidas de poblaciones urbanas.
- El interés mostrado por las autoridades municipales de Colta por contar con un diseño tecnológico de los procesos necesarios para la gestión ambiental de las aguas servidas de la localidad.

Se propone en la presente investigación, luego de la cuantificación y caracterización de las aguas residuales domésticas de la ciudad de Villa La Unión, así como de la evaluación del impacto ambiental que provoca la actual forma de disposición de las mismas, el diseño de un sistema de tratamiento físico y biológico, para la gestión ambiental de dicha corriente contaminante.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Diseñar un sistema de tratamiento biológico para la depuración de las aguas servidas de Villa Unión, cantón Colta.

1.3.2. Específicos

- Evaluar el impacto ambiental del manejo actual de las aguas servidas de Villa La Unión.
- Caracterizar, física, química y biológicamente, las aguas servidas de la ciudad de Colta.
- Dimensionar un sistema de lagunas facultativa y de maduración en serie.
- Dimensionar un sistema de lagunas anaerobia, facultativa y de maduración en serie.

CAPÍTULO II

2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1. ANTECEDENTES SOBRE EL TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS

Según una revisión bibliográfica preliminar, se ha encontrado que existen innumerables antecedentes acerca del tratamiento de aguas servidas mediante procesos de lagunas de oxidación, particularmente en América Latina. Así, Sánchez y otros³ estudiaron las condiciones de utilización del modelo de flujo disperso como herramienta de diseño y control operacional de lagunas de oxidación; para esto utilizaron un sistema de lagunas en serie denominado “Esmeralda”, compuesto por dos lagunas primarias en paralelo y una secundaria y de forma incidental determinaron un efecto negativo de la concentración de sulfatos sobre la actividad fotosintética, aún en condiciones climáticas favorables. Asimismo verificaron, a escala de laboratorio, el efecto de la cloración, en dosis bajas de 1 a 2 mg/l, sobre la calidad bacteriológica del efluente. Regardiz y otros⁴ evaluaron el comportamiento hidráulico de un sistema de lagunas en serie (facultativas – aerobias) de la planta experimental de tratamiento de aguas de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central

³ SÁNCHEZ, A., MATURANA, J. A. y HOMSI, J. (1992). Evaluación de lagunas de estabilización, Sistema Esmeralda. XXIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. La Habana.

⁴ REGARDIZ, F, RAMÍREZ, C., LÓPEZ, E. y SÁNCHEZ, R. M. (1992). Comportamiento hidráulico en las lagunas de estabilización de la planta experimental de tratamiento de aguas de la Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela. XXIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. La Habana.

de Venezuela. El sistema operó con aguas residuales domésticas, bajo cargas hidráulicas entre 3,29 y 7,35 MLD/ha en la primera unidad y, 2,08 a 6,92 MLD/ha en la segunda, asociadas a cargas orgánicas de 498 a 1154 kg de DBO/ha.d en la facultativa y de 120 a 540 kg de DBO/ha.d en la aerobia. Las eficiencias de remoción de la DBO total en la lagunas facultativa fue de 64 % para la carga mayor (1180 kg de DBO/ha.d) en la laguna facultativa y del 58 % de la DBO soluble para la carga mayor (540 kg de DBO/ha.d) en la laguna aerobia. Cuando el sistema operó con cargas inferiores a 1000 kg de DBO/ha.d, la laguna aerobia se comportó como laguna de maduración.

En cuanto a la irrigación de hortalizas con aguas residuales también existen antecedentes. Una investigación muy significativa al efecto se desarrollo en Brasil por Kopschitz y Duncan⁵ de la Universidad Federal de Viosa. En su trabajo describen algunos de los aspectos de salud pública relativos a la utilización de aguas residuales en la agricultura. Efluentes de lagunas de estabilización, de calidad ligeramente inferior a los patrones recomendados por la Organización Mundial de la Salud (OMS), fueron utilizados para la irrigación, por goteo y por surcos, de lechugas y rábanos. El grado de contaminación de las cosechas se mantuvo siempre bajo y, la calidad bacteriológica de las mismas se mostró comparable a la de las hortalizas comercializadas en el mercado local. Los resultados obtenidos parecen entonces sustentar las recomendaciones de la OMS en relación con la calidad de los efluentes a ser utilizados para irrigación sin mayores riesgos de salud pública. Un antecedente

⁵ KOPSCHITZ, R. X. B. y DUNCAN, D. M. (1999). Irrigación de hortalizas con aguas residuales: Aspectos sanitarios. Universidad federal de Viosa. Departamento de Ingeniería Civil. OMS, Reporte Técnico 1123, Sao Paulo.

de esta investigación lo constituyó la Tesis de Ph.D. de Bastos⁶ en la Universidad de Leeds, Gran Bretaña, sobre los aspectos bacteriológicos de la irrigación de cultivos varios con aguas residuales tratadas.

En la República del Ecuador, en la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay, existe funcionando un sistema de lagunas para el tratamiento de aguas servidas de la ciudad (Dirección de gestión Ambiental, ETAPA⁷, que emplea un sistema de lagunas aireadas, facultativas y de maduración, precedidas por procesos de separación de sólidos groseros (rejillas) y de un desarenador.

2.2. SISTEMA DE PRETRATAMIENTO

La primera operación unitaria que tiene lugar en las plantas de tratamiento es la operación de desbaste. Una rejilla es un elemento con aberturas, generalmente de tamaño uniforme, que se utiliza para retener los sólidos gruesos existentes en el agua residual.

Los elementos separadores pueden estar constituidos por barras, alambres o varillas paralelas, rejillas, telas metálicas o placas perforadas, y las aberturas pueden ser de cualquier forma, aunque normalmente suelen ser ranuras rectangulares u orificios circulares. Los elementos formados por varillas o barras paralelas reciben el nombre de rejas de barrotes. El término tamiz se circuns-

⁶ BASTOS, R. K. X. (1992). Bacteriological aspects of drip and furrow irrigation with treated wastewater. Tesis de Ph.D. Universidad de Leeds, Gran Bretaña

⁷ ETAPA (s/f). I. Municipio de Cuenca. Empresa de Telecomunicaciones, Agua Potable y Alcantarillado. Cuenca, Azuay.

cribe al uso de placas perforadas y mallas metálicas de sección cunciforme. La función que desempeñan las rejas y tamices se conoce con el nombre de desbaste, y el material separado en esta operación recibe el nombre de basuras o residuos de desbaste. Según el método de limpieza que se emplee, los tamices y rejas pueden ser de limpieza manual o automática. Generalmente, las rejas tienen aberturas (separación entre las barras) superiores a 15 mm, mientras que los tamices tienen orificios de tamaño inferior a este valor.

Rejas: En los procesos de tratamiento del agua residual, las rejas se utilizan para proteger bombas, válvulas, conducciones y otros elementos contra los posibles daños y obturaciones provocados por la presencia de trapos y de objetos de gran tamaño. Las plantas de tratamiento de aguas industriales pueden no precisar la instalación de rejas, dependiendo de las características de los residuos.

Tamices: Los primeros tamices eran de disco inclinado o de tambor, y se empleaban como medio para proporcionar tratamiento primario, en lugar de tanques de sedimentación. El mecanismo de separación consistía en placas de bronce o de cobre con ranuras fresadas. Desde principios de los años setenta el interés por el uso de todo tipo de tamices en el campo del tratamiento de las aguas residuales ha experimentado un considerable aumento. Su campo de aplicación se extiende desde el tratamiento primario hasta la eliminación de los sólidos en suspensión residuales de los efluentes procedentes de los procesos de tratamiento biológicos.

2.3. SISTEMAS DE LAGUNAS DE OXIDACIÓN

2.3.1. Lagunas de estabilización

Son estructuras sencillas de tierra, abiertas a la atmósfera, es decir, al Sol y al aire, recursos naturales en los que se basan para la realización de los procesos que las caracterizan, o sea, que son grandes reactores biológicos de depuración de aguas residuales, ya sean domésticas (aguas servidas) o industriales.

Las lagunas de estabilización pueden ser de uno de los siguientes tipos:

- a) Anaerobias
- b) Facultativas
- c) De maduración (aerobias)
- d) Aireadas

2.3.2. Lagunas anaerobias

Son más profundas que las aerobias (1,82 – 3,048 m) y en las mismas la materia orgánica se estabiliza por la acción de las bacterias anaerobias, en ausencia de oxígeno disuelto en el medio. El metabolismo es esencialmente anaerobio, de manera tal que no actúa el oxígeno como último aceptor de hidrógeno y electrones en la cadena oxidativa, sino que lo hacen otros elementos como el carbono y el azufre, produciéndose metano (CH_4) y sulfuro de hidrógeno (H_2S), el cual es el responsable de los malos olores que acompañan a los procesos anaerobios. Estos sistemas soportan altas cargas

orgánicas, por lo que generalmente se colocan antes de los aerobios, aunque sus eficiencias de remoción de la materia orgánica es sustancialmente menor (40 – 60 %) que las de los sistemas aerobios. Las cargas y los tiempos de retención de estas lagunas varían ampliamente.

La materia orgánica depositada en la parte inferior de las lagunas pasa por las siguientes fases: licuefacción y gasificación. Durante la licuefacción las bacterias facultativas, formadoras de ácidos, convierten carbohidratos, proteínas y gases en ácidos grasos, por hidrólisis. Esto cambia la forma de la materia orgánica, sin que se presente reducción de DBO_5 . El material obtenido por la licuefacción a través de la difusión sube hacia las capas superiores, a no ser que haya condiciones favorables para la gasificación.

En la fase de gasificación las bacterias estrictamente anaerobias (formadoras de metano) convierten el carbono orgánico (C) en gas carbónico (CO_2) más metano (CH_4). De esta forma, se reduce la DBO_5 .

Las condiciones básicas para que exista actividad anaerobia en las lagunas de estabilización son: que no exista oxígeno disuelto (OD) en la zona inferior y que la temperatura sea mayor de 15 °C. De esta forma, la remoción de DBO_5 es más probable en países de clima tropical, con lagunas relativamente profundas. Las lagunas anaerobias funcionan como un tanque séptico abierto y en ellas están presentes los mismos grupos de bacterias existentes en los pozos sépticos y en los digestores anaerobios.

Los sulfatos contenidos en las aguas residuales son reducidos a sulfuros por aquellas bacterias que utilizan sulfato como un aceptor en sus reacciones catabólicas. Las bacterias típicas de este grupo son las Desulfovibrio sp. Para que haya condiciones favorables para su desarrollo, es necesario que la concentración de oxígeno sea menor de 0,16 mg/l, prácticamente condiciones anaerobias y temperaturas mayores de 15 °C. La concentración máxima de sulfuros ocurre cerca del amanecer, cuando el oxígeno disuelto (OD) es mínimo y la anaerobicidad es máxima.

Gloyna y Espino⁸ presentaron una relación empírica para la estimación de la concentración media de sulfuros en lagunas de estabilización durante 24 horas a 25 °C, por medio de la ecuación 2.1.

$$c(S^{2-}) = (0,0001058 \lambda_s - 0,001655 t + 0,0553) c(SO_4^{4-}) \quad (2.1.)$$

Donde:

$c(S^{2-})$ = Concentración de aniones sulfuro, mg/l.

λ_s = Carga superficial de DBO₅, kg DBO₅/ha.d.

t = tiempo, d

$c(SO_4^{2-})$ = concentración de aniones sulfato, mg/l.

Por ejemplo, en una laguna facultativa con concentración de sulfatos igual a 97 mg/l, período de detención de 20 días, latitud 23°N y carga orgánica superficial igual a 180 kg DBO₅/ha.d se puede estimar el valor de la concentración media diaria de sulfuros a 25 °C, por medio de la ecuación 2.1

⁸ GLOYNA, E. y ESPINO E. (1969). Sulphite production in stabilization ponds. Journ. ASCE, San. Eng. Div. New York.

$$c(S^{2-}) = (0,0001058 \times 180 - 0,001655 \times 20 + 0,0553) \cdot 97$$

$$c(S^{2-}) = 4 \text{ mg/l}$$

En términos prácticos, para disminuir la concentración de sulfuros, debe aumentarse el período de detención de la laguna facultativa.

Ferreira⁹ (1988), a través de investigaciones en un sistema de laguna anaerobia seguida de laguna facultativa con contenidos de sulfuro hasta 11,6 mg/l (anaerobia) y 8,6 mg/l (facultativa), verificó que las algas no desaparecían. Pero, sin embargo, hubo inhibición en su crecimiento.

La gran ventaja de las lagunas anaerobias es poder oxidar elevadas cargas orgánicas con buenas reducciones de DBO₅ y Sólidos Suspendidos en áreas bastante reducidas. Por tanto, las lagunas anaerobias deben incluirse siempre en sistemas de lagunas de estabilización (con excepción de sistemas pequeños, sirviendo a comunidades con menos de 1000 habitantes). Su principal desventaja es el olor producido principalmente por la liberación del sulfuro de hidrógeno (H₂S).

Métodos de dimensionamiento

a) Método sudafricano

El método sudafricano citado por Gloyna¹⁰ (1971) presenta una ecuación

⁹ FERREIRA, I. V. L. (1988). Contribución al estudio del ciclo del azufre en lagunas profundas en serie. Tesis de maestría, UFPB, Campiña Grande.

¹⁰ GLOYNA, E. F. (1971). Waste Stabilization Ponds. World Health Organization. Ginebra.

empírica para la estimación del efluente de una laguna anaerobia, por medio de la ecuación 2.2:

$$S_e = \frac{S_0}{[k_n (S_e/S_0)^n t] + 1} \quad (2.2)$$

Donde:

S_e = DBO₅ del efluente, mg/l

S_0 = DBO₅ del afluente, mg/l

k_n = coeficiente de velocidad de remoción, d⁻¹

t = tiempo de detención, d

n = exponente a ser determinado empíricamente.

El Cuadro 2.1 presenta datos de Gloyna en Zambia, África.

Cuadro 2.1 Remoción teórica de DBO₅ en lagunas anaerobias *.

Periodo de detención (días)	DBO ₅ remanente (%)	Reducción DRO ₅ (%)
0,12	80	20
0,40	70	30
0,71	65	35
1,30	60	40
2,40	55	45
4,70	50	50
9,40	45	55

Fuente: Gloyna (1971).

* Datos basados en sistemas mixtos (tanques sépticos, letrinas y lagunas anaerobias, en Zambia, *África*), para $n = 4,8$ y $k = 6$ días a 22 °C.

b) Método basado en el período de detención

El período de detención para lagunas anaerobias que tratan aguas residuales domésticas varía de dos a cinco días. Un período de detención mayor que cinco días no se recomienda para aguas residuales domésticas porque la laguna anaerobia iniciará su funcionamiento como laguna facultativa.

En experiencias realizadas en India, según Arceivala¹¹ (1981). las lagunas anaerobias con períodos de detención que varían entre dos y cinco días, con temperaturas entre 25 y 30 °C. presentan reducciones de DBO₅ entre 60 y 70%. El Cuadro 2.2 muestra esas variaciones en detalle.

En Campina Grande, noreste de Brasil, Silva¹² (1981) verificó en investigaciones con plantas piloto que las lagunas anaerobias con periodos de detención que varían entre 0,8 y cinco días, con temperaturas entre 25 y 27 °C, tuvieron una reducción de DBO₅ entre 70 y 80%. Para lagunas anaerobias que tratan aguas residuales domésticas, con período de detención de dos días, puede obtenerse reducciones de DBO₅ entre 60 y 70% para temperaturas por sobre los 25 °C. La eficiencia de las lagunas anaerobias deberá crecer con el aumento de la temperatura, pero no hay suficientes datos de campo disponibles para que pueda desarrollarse una ecuación empírica confiable para su dimensionamiento.

¹¹ ARCEIVALA, S.J. (1973). Simple waste treatment methods, aerated lagoons, oxidation ditches, stabilization ponds in warm and temperate climates. Middle East Technical University, Ankara.

¹² SILVA, S.A. (1981). On the treatment of domestic sewage in waste stabilization ponds in Northeast Brasil, Ph.D. thesis, Dandee University. Escosia.

Cuadro 2.2. Resultados obtenidos con lagunas anaerobias que tratan aguas residuales domésticas con períodos de detención menores de cinco días.

Temperatura de la laguna anaerobia (°C)	Tiempo de detención (días)	Probable eficiencia de remoción de DBO ₅ (%)
10-15	4-5	30-40
15-20	3-4	40-50
20-25	2,5-3	40-60
25-30	2-5	60-70

Fuente: Arceivala (1981).

El área de las lagunas anaerobias se obtiene mediante la ecuación 2.3.

$$A = \frac{Q_{\text{med}} t}{h} \quad (2.3)$$

Donde:

A = área del nivel medio, m²

Q_{med} = caudal medio de contribución, m³/d

t = período de detención, d

h = profundidad útil, m (varía entre 3 y 5 m)

El área superficial no es importante en las lagunas anaerobias, pero sí la profundidad. Por tanto, las lagunas anaerobias se dimensionan en función de la carga orgánica volumétrica. Algunos autores, como Eckenfelder¹³ presentan

¹³ ECKENFELDER, Jr. W. W. (1970). Water Quality Engineering for Practicing Engineers. Barnes and Nobles, Inc.. New York.

cargas orgánicas superficiales para lagunas anaerobias, que varían entre 280 y 4500 kg DBO₅/ha.d.

Las experiencias en muchos países del mundo han mostrado que el procedimiento más seguro y confiable para el diseño de lagunas anaerobias está basado en la carga volumétrica de DBO₅, la cual se obtiene mediante las ecuaciones¹⁴ 2.4 y 2.5.

$$\lambda_v = \frac{S_0 Q_{med}}{A h} \quad (2.4)$$

$$\lambda_v = \frac{S_0}{t} \quad (2.5)$$

Donde:

λ_v = carga orgánica volumétrica, DBO₅/m³.d

Las lagunas anaerobias con períodos de detención entre dos y cinco días, que tratan aguas residuales domésticas, pueden recibir cargas orgánicas entre 100 y 300 g DBO₅/ m³día. Esto las incluye en el mismo rango de los tanques sépticos. Estas cargas no son necesariamente cargas limitantes, pues valores más elevados pueden presentarse con desechos líquidos más concentrados.

Según Silva¹², para las aguas residuales domésticas, el ideal es que la carga orgánica volumétrica se acerque al valor de 300 g DBO₅/m³día para el noreste

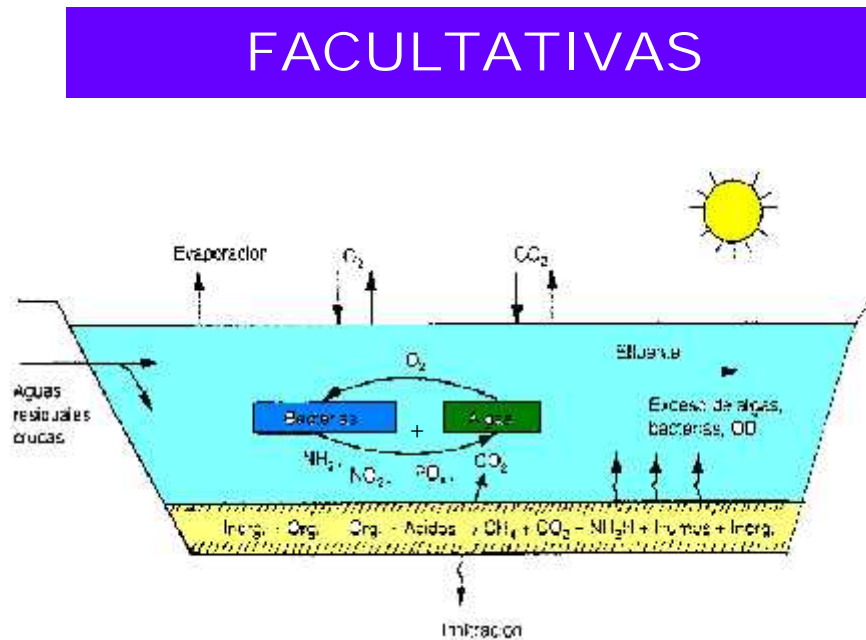
¹⁴ MARA, D.D. (1976). Sewage treatment in hot climates. John Wiley & Sons. Londres.

¹² Ibid, p. 23.

de Brasil. Esto implica la adopción de un tiempo de detención de un día para un desecho doméstico crudo con concentración de DBO_5 igual a 300 mg/l.

La recomendación tradicional en el caso de las aguas residuales domésticas e industriales es que la carga orgánica volumétrica esté comprendida entre 100 y 400 g $\text{DBO}_5/\text{m}^3\text{día}$. Las cargas mayores podrán adoptarse en desechos líquidos industriales, si el contenido de sulfitos no excede 100 mg/l, para evitar la formación de malos olores.

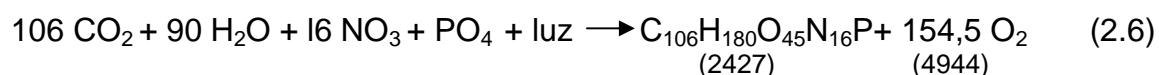
2.3.3. Lagunas facultativas



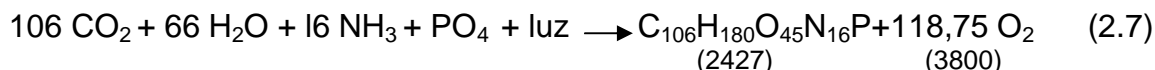
En este tipo de laguna actúan tanto los microorganismos aerobios como los anaerobios, de manera que coexisten los dos tipos de metabolismos y, es por ello que también reciben el nombre de heteroaerobias o anfiaerobias. Estos sistemas tienen profundidades intermedias y pueden recibir aguas residuales crudas o decantadas, ya sea el efluente de una laguna anaerobia, un digestor anaerobio de flujo ascendente o un alcantarillado decantado, por lo tanto, las lagunas facultativas pueden funcionar como primarias o secundarias.

Existe una elevada concentración de distintas especies de microalgas en las lagunas facultativa, principalmente las microalgas que tienen movilidad y contienen cerca de 1000 a 3000 μg de clorofila por litro. Por tanto, las lagunas facultativas son o deberían ser verde oscuras. La simbiosis entre microalgas y bacterias es una realidad. Las algas producen oxígeno (O_2) que es usado por las bacterias heterotróficas, las cuales producen gas carbónico (CO) que, a su vez, es usado por las algas.

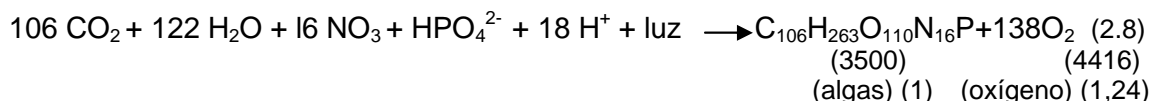
La cantidad de algas en las lagunas de estabilización varía entre 40 y 30 mg/l (peso seco). La producción de algas por fotosíntesis necesita nitrógeno, fósforo y carbono, además de agua, de acuerdo con la ecuación 2.6.



Si el nitrógeno es retirado del amoníaco, en vez de NO_3^- , por las algas, la ecuación 2.6 podrá describirse así:



El crecimiento de las algas podrá representarse mediante la ecuación 2.8.



Por lo tanto, la producción de 150 kg de algas/ha.d genera una producción de oxígeno de aproximadamente 200 kg O₂/ha.d, o sea, 1,3 g O₂/g de materia seca de algas producida por 150 kg de algas/ha.d.

Existe una fina capa de lodo en el fondo de las lagunas facultativas que reciben aguas residuales crudas.

La intensa digestión anaerobia y la producción de gas carbónico (CO) y metano (CH₄) son responsables de la remoción hasta de 30% de DBO₆ en las lagunas facultativas. La remoción de la DBO₅ del efluente se debe principalmente a las algas, aproximadamente entre 60 y 90%. Ese tipo de materia orgánica es bastante distinto de la DBO₅ de las aguas residuales crudas.

La gran ventaja de las lagunas facultativas es que no producen malos olores. Su mayor desventaja es la gran área que ocupan. La reducción de DBO₅ de las lagunas facultativas es alrededor de 70 a 90%.

El esquema típico de lagunas de estabilización para el tratamiento de las aguas residuales domésticas es el llamado sistema australiano. Consiste en dos

lagunas en serie, siendo la primera anaerobia y la segunda facultativa, como se presenta en la figura 2.1. En un mismo caso, un sistema de ese tipo tendrá siempre menor área que si se adoptara solamente una laguna facultativa. Además, la eficiencia del sistema australiano también es más grande, pero el esquema ideal sería un sistema con tres tipos de lagunas de estabilización en serie: anaerobia, facultativa y de maduración, presentado en la figura 2.2. Con ese sistema también es posible obtener una elevada reducción de coliformes fecales (CF) en el efluente final.

La relación de áreas entre lagunas anaerobias y facultativas debe obedecer siempre a una relación menor que 1:3 para evitar variaciones bruscas de DBO_5 , por ejemplo, sobrecargas orgánicas, según Glovna¹⁰ (1971).

¹⁰ Ibid, p. 21.

Métodos de dimensionamiento

a) Método de Gloyna

El volumen de la laguna facultativa se define mediante la ecuación 2.9 según Gloyna¹⁵

$$V = 0,000035 Q_{med} S_0 [\theta^{(35-T)}] f f' \quad (2.9)$$

donde

V = volumen de la laguna, m³

θ = coeficiente de temperatura = 1,085 (adimensional)

f = factor de toxicidad de algas = 1,0 para aguas residuales domésticas y varios tipos de desechos industriales (adimensional);

f' = demanda sulfhídrica de oxígeno = 1,0 para concentración de iones equivalentes a SO_4^{2-} menores que 500 mg/l (adimensional).

b) Método basado en el período de detención

Según Arceivala¹¹, el período de detención de las lagunas facultativas varía entre 7 y 110 días, para temperaturas que varían entre 25 y 5 °C.

¹⁵ GLOYNA, E. (1976). Waste stabilization pond design. In: Ponds as a wastewater treatment alternative. Water Resources Symposium No. 9, University of Texas, Austin.

¹¹ Ibid, p. 23.

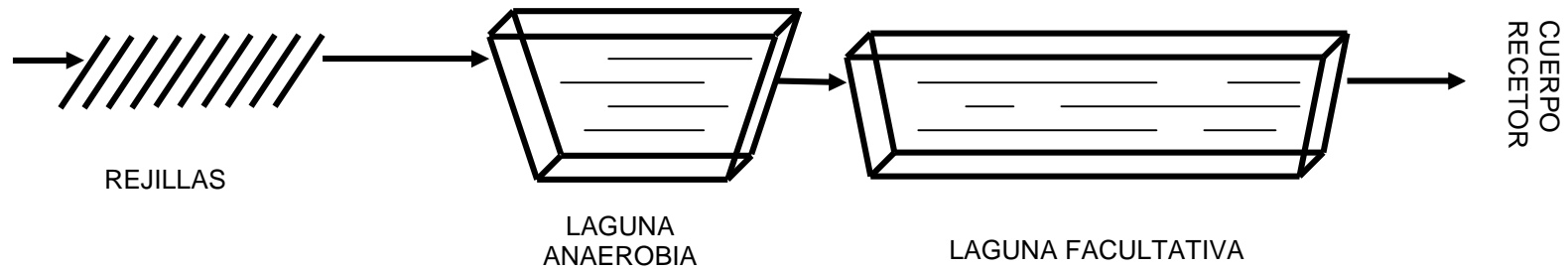


Fig. 2.1. Sistema de lagunas de estabilización: anaerobia + facultativa.

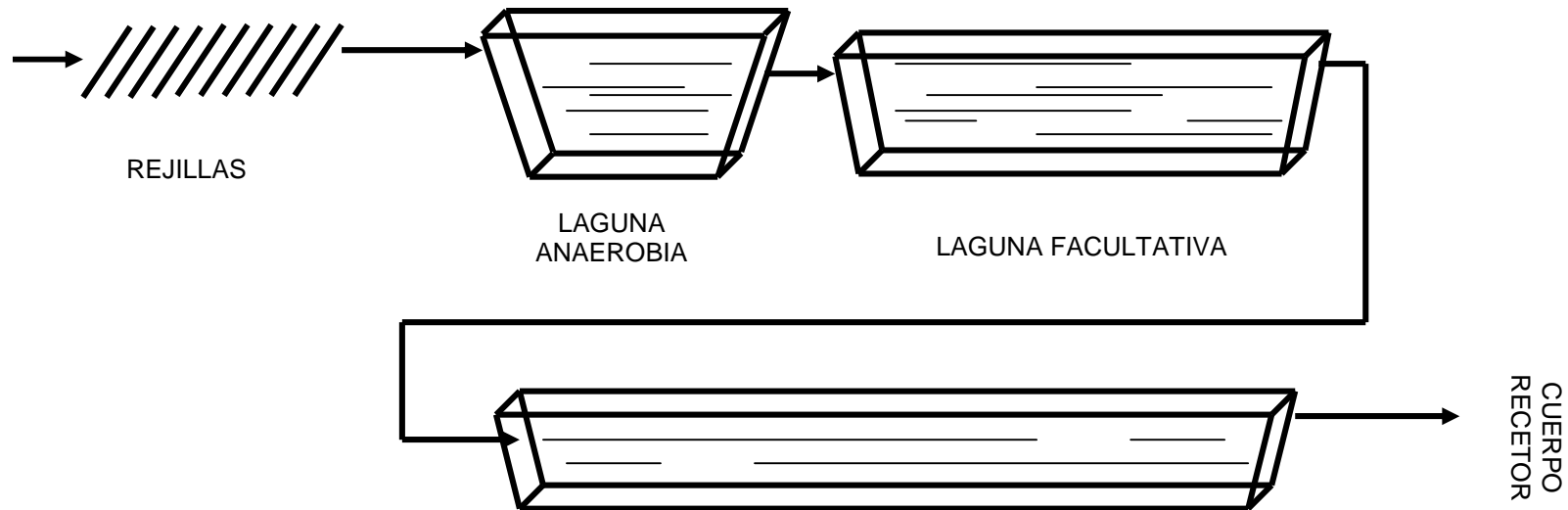


Fig. 2.2. Sistema de lagunas de estabilización: anaerobia + facultativa + maduración.

El tiempo mínimo de detención para el noreste de Brasil es de seis días, según Silva¹². El Banco Mundial, según Broome¹⁶ (1986), ya admite cinco días para el período de detención mínimo de las lagunas facultativas.

El área de estas lagunas se estima mediante la ecuación 2.3. La carga orgánica superficial puede estimarse mediante las ecuaciones 2.10 ó 2.11, Mara¹⁴ (1976).

$$\lambda_s = \frac{10 S_0 Q_{med}}{A} \quad (2.10)$$

$$\lambda_s = \frac{10 S_0 h}{t} \quad (2.11)$$

c) *Método basado en la carga superficial*

Hay diferentes ecuaciones para calcular la carga orgánica superficial, la cual se incrementa con la temperatura. La ecuación 2.12 presentada por McGarry y Pescod¹⁷ representa la máxima carga que puede aplicarse a una laguna facultativa antes de que decaiga, es decir, de que se convierta en anaerobia.

$$\lambda_{Smax} = 60 (1,099)^T \quad (2.12)$$

¹² Ibid, p. 23.

¹⁶ BROME, J. (1986). Wastetreatment and resource recovery. In: Information and training for low – cost water supplí and sanitation, pub. 5.4, The World bank, Washington D.C.

¹⁴ Ibid, p. 25

¹⁷ MCGARRY, M.G. y Pescod, M.B. (1970). Stabilization pond design criteria for tropical Asia. In: Wastetreatment lagoons

Donde:

λ_{Smax} = carga orgánica superficial máxima, kg DBO₅/ha.d

T = temperatura media mensual mínima del aire, °C

Arthur¹⁸ recomendó la siguiente ecuación

$$\lambda_{Smax} = 20 T - 60 \quad (2.13)$$

Sin embargo, la ecuación de Arthur es demasiado liberal, particularmente para temperaturas por debajo de los 20 °C, donde se obtienen valores demasiado cercanos a la “curva de decaimiento”.

Según el IMTA¹⁹ (1994), la ecuación más aplicable a las condiciones de México. que debe usarse como valor de diseño, se obtiene mediante la ecuación 2.14

$$\lambda_{Smax} = 250 (1,085)^{T - 20} \quad (2.14)$$

Gloyna²⁰ presenta la ecuación 2.15 para la estimación de la carga superficial máxima que puede soportar una laguna facultativa:

¹⁸ ARTHUR, J.P. (1983). Notes on the design and operation of waste stabilization ponds in warm climates of developing countries. World Bank Technical Paper No. 7, Washington, D.C.

¹⁹ IMTA, Instituto mexicano de Tecnología del Agua. (1994). Manual de agua potable y saneamiento (lagunas de estabilización), Coordinación de tecnología Urbano Industrial. Ciudad México.

²⁰ GLOYNA, E. (1973). Estanques de estabilización de aguas residuales, OPS. Serie de Monografías. No. 60, Washington, D.C.

$$\lambda_{s \text{ máx}} = 357,4(1,085)^{T-20} \quad (2.15)$$

La remoción de DBO₅ en lagunas facultativas primarias es generalmente de 70 a 80%. basada en muestras no filtradas, es decir, incluida la DBQ ejercida por las algas, y arriba de 90%, basada en muestras filtradas.

La remoción de DBO₅ soluble de las lagunas facultativas secundarias se estima por medio de la siguiente correlación de carga (ecuación 2.16) de Yáñez²¹:

$$\lambda_{Sr} = 0,765 \lambda_S - 0,8 \quad (2.16)$$

Donde:

λ_{Sr} = Carga superficial removida, kg DBO₅/ha.d

Remoción de nitrógeno

Dos ecuaciones (2.17 y 2.18) se han desarrollado para el establecimiento de la eliminación de nitrógeno en lagunas facultativas empleando variables como el pH, el tiempo de detención y la temperatura. El mecanismo más importante para la remoción del nitrógeno en una laguna facultativa es la volatilización del amoníaco.

$$\frac{NIT_e}{NIT_0} = e^{-k_T [t + 60,6(pH - 6,6)]} \quad (2.17)$$

Donde:

NIT_e = Nitrógeno Total del efluente, en mg/l

²¹ YÁÑEZ, F. (1993). Lagunas de estabilización: teoría, diseño, evaluación y mantenimiento. Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, Ministerio de Salud Pública. Ecuador.

NIT_0 = Nitrógeno Total del afluente, en mg/l

k_T = Coeficiente de remoción que depende de la temperatura, en d^{-1}

$$K_T = k_{20} (\theta)^{T - 20}$$

k_{20} = Coeficiente de remoción a 20 °C, en d^{-1}

$$\theta = 1,039$$

T = Temperatura del agua, en °C

t = Tiempo, en d

$$pH = 7,3 e^{0,0005 Alc}$$

Alc = Alcalinidad esperada en el efluente, en mg/l

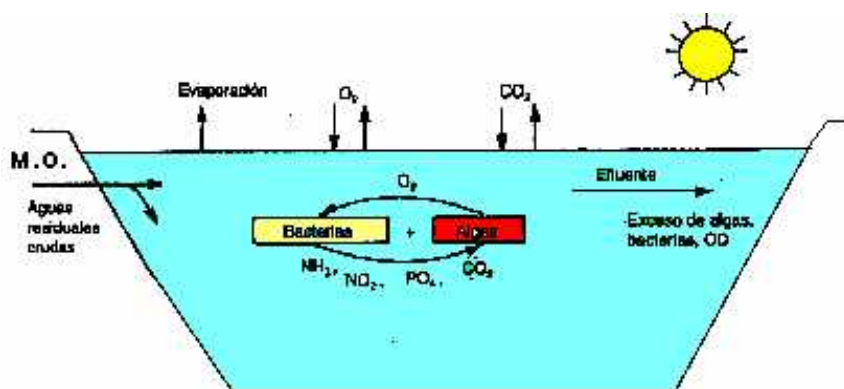
$$\frac{NIT_e}{NIT_0} = \frac{1}{1 + t(0,000576T - 0,00028)e^{[(1,08 - 0,042T)(pH - 6,6)]}} \quad (2.18)$$

La relación de primer orden para la eliminación del nitrógeno se puede emplear para predecir el tiempo de retención requerido; también se puede emplear para estimar la remoción de nitrógeno que se alcanza en lagunas de tratamiento previo a la disposición sobre el suelo. La ecuación (2.17) se basa en un modelo de flujo en pistón y la segunda, la (2.18) se basa en un modelo de mezcla completa. Ambas ecuaciones pueden emplearse en el intervalo de temperatura desde 1 hasta 28 °C; rango de pH entre 6,4 y 9,5 y tiempos de detención entre 5 y 231 días²².

²² REED, S. C. (1985). Nitrogen Removal in Wastewater Stabilization Lagoons. Journal of Water Pollution Control Federation, Vol. 57, No. 1., New York.

2.3.4. Lagunas aerobias (de maduración)

LAGUNAS AEROBIAS



La materia biodegradable de las aguas residuales, ya sea suspendida o disuelta es oxidada por las poblaciones de microorganismos aerobios, particularmente bacterias, las cuales se abastecen del oxígeno necesario para el metabolismo aerobio, de la simbiosis que mantienen con las algas verdes, verde azules y rojas, que con sus pigmentos fijadores de la energía solar, clorofila, ficocianina y ficoeritrina respectivamente, utilizan como sustrato el carbono inorgánico (CO_2) producto del metabolismo bacteriano y nutrientes (nitrógeno y fósforo), construyen su estructura celular y liberan oxígeno disuelto. Estas son las lagunas menos profundas (0,92 – 1,53 m), son las que menos carga orgánica soportan (22485 – 55844 kg/ha.d), pero son también las que producen mayor eficiencia de remoción de la materia orgánica (más del 80 %)²³.

²³ VIÑAS, M. (2001). Teoría y diseño de las lagunas de oxidación. Empresa de Proyectos de la Agricultura (EMPA). La Habana.

Por ejemplo, para lagunas aerobias, Hermann y Gloyna (según Fair, Geyer y Okun²⁴, propusieron el siguiente modelo de diseño:

$$C = 5,3 \times 10^{-8} P q y_0 (1,072^{35 - T_c}) / (ES) \quad (2.19)$$

Donde:

C = capacidad de la laguna (acre-pie).

P = población servida por la laguna (hab).

q = caudal descargado a la laguna (gal/hab.d).

y₀ = concentración de DBO₅ a 20 °C (mg/l).

T_c = temperatura crítica de la laguna.

E = eficiencia de la conversión de la energía lumínica e energía química (varía de 2 a 6 %, con promedio de 4 %).

S = energía de la luz visible (langleys o cal/d.cm²).

Asimismo, el tiempo de retención hidráulica (*t_d*) se calcula mediante:

$$T_d = h y_0 \theta^{35 - T / (5,3 ES)} \quad (2.20)$$

Donde:

5,3 = coeficiente que incluye un factor de seguridad según la base de que la energía S está calculada para la generación del doble de la cantidad de energía necesaria para satisfacer el 85 % de la DBO. Además la temperatura de

²⁴ FAIR, G. M., Geyer, J.C. y Okun, D.A. (1981). Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales. Vol. 2: Ingeniería de aguas y aguas residuales. Ed. Limusa. Ciudad México.

referencia de 35 °C es una temperatura a la que la producción de algas está bien lejos del óptimo.

h = profundidad de la laguna (pequeña, de 3 a 4 pie ó 0,915 a 1,524 m)

T = temperatura de la laguna en grados Fahrenheit, pero en grados centígrados en conexión con los factores de temperatura de van't Hooff. – Arrhenius „
 $= e^C = 1,072$.

En el caso de las *lagunas de maduración*, la ecuación 2.21, llamada teorema de Marais²⁵ (1974), se utiliza para la estimación de coliformes fecales (CF), que acompañan al efluente final de un sistema de lagunas de estabilización en serie:

$$N_e = \frac{N_i}{(1 + K_b t_1) (1 + K_b t_2) \dots (1 + K_b t_n)} \quad (2.21)$$

En la práctica la ecuación de Marais puede sustituirse por la siguiente:

$$N_e = \frac{N_i}{(1 + K_b t)^n} \quad (2.22)$$

Donde: N_e = número de coliformes fecales del efluente (N_e 1000 CF/100 ml).

N_i = número de coliformes fecales del efluente (varía entre 10^7 y 10^8 CF/100 ml).

K_b = coeficiente de remoción de coliformes fecales (d^{-1}).

t = tiempo de retención de las lagunas de estabilización (d).

²⁵ MARAIS, G. V. R. (1974). Journal of the Environmental Engineering Division. ASCE, 100, 119. USA.

Suponiendo que la reducción de CF de la laguna anaerobia sea despreciable y que la laguna facultativa reduzca 99 % de los CF, la cantidad de coliformes que deberá ingresar a la primera laguna de maduración será de 10^5 a 10^6 CF/100 ml. Ese será el valor de N_i en la ecuación anterior, n será el número de lagunas de maduración y t el tiempo de retención de cada laguna de maduración.

Métodos de dimensionamiento

a) Método basado en el período de detención

Las lagunas de maduración siempre se dimensionan en serie y todas deben tener las mismas dimensiones. Mara y Silva²⁶ sugieren que el caudal máximo del efluente de cada serie de lagunas de maduración debe ser menor que 5.000 m³/día y preferiblemente menor que 2.500 m³/día. Según WHO/EMRQ²⁷ (1987), el periodo de detención de las lagunas de maduración varía entre tres y diez días o más para dos o más lagunas en serie. Para una laguna de maduración el tiempo de retención debe ser igual o mayor de cinco días.

b) Dimensionamiento, usando los criterios de flujo disperso por el método de Yáñez

Ante todo se debe tratar sobre la estimación del coeficiente de velocidad de

²⁶ MARA, D. D. y SILVA, S. A. (1979). Tratamientos Biológicos de Aguas Residuales- Lagunas de Estabilización. ABES, Río de Janeiro.

²⁷ WHO/MERO. (1987). Wastewater Stabilization Ponds: Principles of Planning and Practice. Tech. Pub. No. 10. Alejandría.

remoción de coliformes fecales. Es importante recordar que el valor del coeficiente de reducción bacteriana K varía de microorganismo a microorganismo, y también entre diferentes cadenas del mismo microorganismo. Por ejemplo, el valor de $K_b = 2,0 \text{ d}^{-1}$ para *Escherichia coli* no se aplica para la reducción de otros patógenos. En el caso de *Salmonella typhi*, se verificó que $K_b = 0,8 \text{ d}^{-1}$ es un valor suficiente para su reducción. K_b , como toda constante cinética, es muy dependiente de la temperatura.

También debe observarse que las bacterias del grupo coliforme no son necesariamente patógenas, siendo consideradas sólo como un indicador del riesgo de infección. Por tanto, no es correcta la generalización cuando se adopta un valor para K_b . Su aplicación en relación con otros microorganismos debe ejercerse con cautela, hasta que el fenómeno involucrado se comprenda bien.

El Cuadro No. 2.3 presenta cinco ecuaciones empíricas para la estimación del decaimiento bacteriano²⁸. Todas esas ecuaciones son útiles y válidas para la estimación del coeficiente K_b . Las publicaciones recientes tienen en cuenta las complejas reacciones físicas y bioquímicas que ocurren en las lagunas, al evaluar la reducción bacteriana. Ya se sugirió una ecuación que involucra parámetros como tiempo de detención, carga orgánica, concentración de algas y exposición a la luz ultravioleta. Actualmente hay una tendencia a efectuar esos

²⁸ CAVALCANTI, C. de P. T., KONIG, A., MENBDOZA, S. R. Y CEVALLOS, B. S. O. (1991) Variación de Coliformes Fecales y Diversificación de Algas en Lagunas de Estabilización en Serie Tratando Aguas Residuales Domésticas. Guarabira, PB. En: XVI Congreso Brasileño de Microbiología, Santos, Sao Paulo.

cálculos adoptando el modelo de flujo disperso y no el de mezcla completa.

Cuadro No. 2.3. Valores del coeficiente de reducción bacteriana, K_b (d^{-1}).

ECUACIÓN / AUTOR*	TEMPERATURA, °C			
	15	20	25	30
Stanetz / Marais	1,090	2,600	6,205	14,806
IMTA	0,599	0,840	1,178	1,652
Arceivala	0,503	1,200	2,864	6,834
Yáñez	0,784	1,100	1,543	2,164
Sáenz	0,512	0,623	0,758	0,922

* Datos obtenidos en función de las siguientes ecuaciones

Cuadro 2.4. Relación de autores y ecuaciones para la determinación de K_b .

AUTOR	ECUACIÓN	NÚMERO
Stanetz / Marais	$K_b = 2,6 (1,19)^{T - 20}$	2.18
Arceivala	$K_b = 1,2 (1,19)^{T - 20}$	2.19
Sáenz	$K_b = 0,623 (1,04)^{T - 20}$	2.20
IMTA	$K_b = 20,84 (1,07)^{T - 20}$	2.21
Yáñez	$K_b = 1,1 (1,07)^{T - 20}$	2.22

La ecuación presentada por Yáñez²¹ se elaboró teniendo en cuenta la tasa de mortalidad líquida y el carácter del submodelo hidráulico, por medio del factor de dispersión. Esta tasa es una reacción de primer orden que caracteriza la ley de Chick, y se desarrolla por medio de pruebas específicas en equilibrio

²¹ Ibid, p. 33.

discontinuo o en reactores de forma alargada que funcionan en forma estable, en condiciones de maduración. En ambos casos, la mortalidad de bacterias se comporta exactamente de acuerdo con la misma formulación matemática.

Cuando el efluente final del sistema de lagunas de estabilización se use para la irrigación o descarga en cuerpos receptores, deberán observarse los criterios locales o nacionales para la demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5), sólidos suspendidos (SS) y coliformes fecales (CF).

El número de dispersión se estima por medio de la ecuación 2.23, adoptando un valor para la relación largo / ancho (L/W).

$$d = \frac{L/W}{-0,26118 + 0,25392(L/W) + 1,01368(L/W)^2} \quad (2.23)$$

Donde:

d = Número de dispersión, adimensional

L = Longitud de la laguna, m

W = ancho de la laguna, m

Para $L/W = 1$ (laguna cuadrada) $\Rightarrow d = 0,99362$

Para $L/W = 2$ (laguna rectangular) $\Rightarrow d = 0,46497$

Para $L/W = 3$ (laguna rectangular) $\Rightarrow d = 0,31173$

Para $L/W = 4$ (laguna rectangular) $\Rightarrow d = 0,23566$

El coeficiente adimensional a se estima por medio de la ecuación 2.24, después de haber definido el tiempo de detención de la laguna de maduración.

$$a = (1 + 4K_1 t d)^{1/2} \quad (2.24)$$

Donde:

K_1 = tasa constante de remoción del sustrato, d^{-1} .

La ecuación 2.25 se puede emplear para estimar la cantidad como concentración de coliformes fecales (CF/100 ml) que sale de la laguna de maduración.

$$\frac{N_e}{N_i} = \frac{a e^{(1-a)/2d}}{(1-a)^2} \quad (2.25)$$

Ayres y otros²⁹ establecieron la ecuación empírica 2.26 para la estimación de la reducción de helmintos en lagunas de estabilización, en función de datos obtenidos en Brasil, India y Kenya.

$$R = 100 (1 - 0,14 e^{-0,38 t}) \quad (2.26)$$

Donde:

R = remoción de huevos de helmintos, %

t = tiempo de detención de la laguna, d.

La ecuación 2.27 se recomienda para el diseño, la cual corresponde a un límite de confianza de 95 %. Se aplica secuencialmente a cada laguna en serie, de tal manera que pueda calcularse el número de huevos en el efluente final.

$$R = 100 [1 - 0,41 e^{(-0,49 t + 0,0085 t^2)}] \quad (2.27)$$

²⁹ AYRES, R. M., y OTROS. (1992). A dDesign Equation for Human Intestinal Nematode Egg Removal in Waste Stabilization Ponds. Water Research, 26 (6). New York.

En el Cuadro 2.5 se presentan sugerencias de límites de DBO_5 y Coliformes Fecales para varias utilidades de los efluentes de las lagunas, mientras que el Cuadro 2.6. presenta sugerencias de límites de estos parámetros para varios resultados de una serie de cinco lagunas de estabilización de aguas residuales en la ciudad de Campina Grande, Noreste de Brasil, según Mara y Cairnross³⁰

Cuadro No. 2.5. Niveles o calidades de efluentes sugeridos para riego agrícola y vertimiento.

REUTILIZACIÓN	DBO_5 mg/l	CF Número/100 ml
Irrigación de árboles, algodón y otras cosechas no comestibles	60	50 000
Irrigación de árboles frutales de cítricos, forraje y nueces	45	10 000
Irrigación de árboles frutales caedizos, caña de azúcar, verduras cocidas y campos deportivos	35	1 000
Descargas a cuerpos de agua	25	5 000
Irrigación no restringida	25	100

Fuente: Arthur (1983)

³⁰ MARA, D. D. y CAIRNROSS, S. (1990). Directrices para el uso sin riesgos de aguas residuales y excretas en agricultura. OMS, Ginebra.

Cuadro No. 2.6. Resultados de una serie de cinco lagunas de estabilización de aguas residuales en el Noreste de Brasil (temperatura media del estanque, 26 °C)

MUESTRA	tiempo de detención (d)	DBO₅ (mg/l)	Sólidos Suspendidos (mg/l)	CF (No./l)	Huevos De Nematos Intestinales
Aguas residuales sin tratar	---	240	305	4,6 x 10 ⁷	804
<i>Efluente procedente de:</i>					
Estanque anaerobio	6,8	63	56	2,9 x 10 ⁶	29
Estanque facultativo	5,5	45	74	3,2 x 10 ⁵	1
Estanque de maduración 1	5,5	25	61	2,4 x 10 ⁴	0
Estanque de maduración 2	5,5	19	43	450	0
Estanque de maduración 3	5,8	17	45	30	0

Fuente: Mara y Cairncoss (1990).

2.3.5. Desinfección

Su esencia radica en la eliminación selectiva de los organismos que causan enfermedades y que pueden estar presentes en las aguas de las fuentes abasto y

en las aguas residuales y efluentes de sistemas de tratamiento de las mismas. Como no todos los organismos resultan ser eliminados en el proceso de desinfección, es donde se establece la clara diferencia entre esta y la esterilización. Aun después de los procesos descritos anteriormente, particularmente el de filtración con arena, quedan algunos géneros y especies de microorganismos en el agua, que transmiten enfermedades, particularmente, bacterias, virus y quistes amebianos y de otros protozoarios. El tifus, el cólera, el paratífus y la disentería bacilar son enfermedades bacterianas típicas transmitidas por el agua, mientras que las causadas por los virus presentes en el agua son la hepatitis infecciosa y la poliomelitis.

Existen desinfectantes de orígenes tan variados como químicos, físicos, mecánicos y la radiación. Se puede plantear con certeza que la cloración del agua de abasto, residual o efluente, elimina o destruye 98 - 99 % de las bacterias presentes.

Los factores que inciden en el proceso de desinfección son: tiempo de contacto; tipo y concentración del agente químico; intensidad y naturaleza del agente físico; temperatura; número de organismos; tipo de organismos y naturaleza del medio líquido.

La desinfección con cloro es la que más se utiliza, ya que satisface la mayoría de los requerimientos. Los compuestos de cloro más usados en las plantas de tratamiento de agua son el cloro gaseoso Cl_2 , el hipoclorito de sodio NaClO , el hipoclorito de calcio $\text{Ca}(\text{ClO})_2$, y el dióxido de cloro ClO_2 . Los dos hipocloritos se

usan más en plantas pequeñas, donde importa más la simplicidad y la seguridad que el costo; el hipoclorito de sodio se emplea también en plantas de gran tamaño. La importancia del dióxido de cloro y su uso en las plantas de tratamiento radica en que no reacciona con el amoníaco (NH_3).

2.4. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

2.4.1. Impacto ambiental

Se produce un impacto ambiental cuando una acción o actividad produce una alteración, favorable o desfavorable, es decir, positiva o negativa, en el ambiente, a través de alguno de sus componentes. La acción o actividad puede ser un proyecto de ingeniería, un proyecto social, un plan, una ley, una disposición administrativa, el vertido de algún tipo de desecho, ya sea sólido, líquido o gaseoso y, como se observa, el término *impacto*, no implica necesariamente negatividad; por ejemplo, la implementación de cualquier proyecto que entre otras cosas implique un aumento de las posibilidades de empleo, o de los montos de salario, podrá tener impactos negativos, pero, al menos en estos dos elementos, el impacto es positivo.

El impacto de una acción o actividad sobre el ambiente es la diferencia entre la situación del ambiente futuro modificado, tal y como se manifestaría como consecuencia de la realización del proyecto, y la situación del ambiente futuro tal y como habría evolucionado sin la actividad o acción, es decir, la alteración neta (ya sea negativa o positiva de la calidad de vida del ser humano) resultante

de una actuación, como se grafica en la Fig. 2.2, donde también se puede apreciar, en forma de ejemplo, la variación del impacto como una función del tiempo.

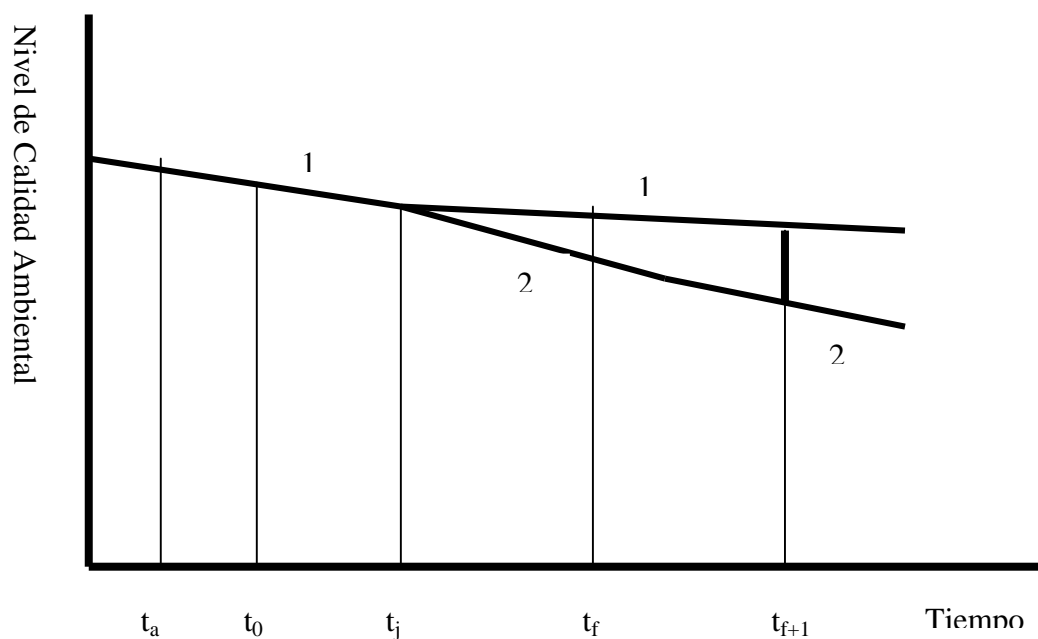


Fig. 2.3. Evolución del impacto ambiental en función del tiempo.

1 = Evolución del ambiente o de un factor ambiental, sin actuación alguna

2 = Evolución del ambiente o de un factor ambiental, con actuación

t_a = momento actual

t_0 = momento de inicio de la acción

t_j = momento de inicio de impacto

t_f = momento de finalización de la actuación

t_{f+1} = momento de interés en que se evalúa el impacto.

El Nivel de Calidad del Ambiente es la medida del mérito para que su esencia y su estructura actual se conserven³¹. Para cada factor del ambiente se mide una unidad adecuada, ya sea monetaria o física. Estas unidades heterogéneas se trasladan a unidades comunes o comparables, mediante una escala única de puntuación de cero a uno, representativa de la Calidad Ambiental.

El Indicador de Impacto Ambiental es el elemento o concepto asociado a un factor que proporciona la medida de la magnitud del impacto, al menos en su aspecto cualitativo y también, si es posible, en el cuantitativo³².

Algunos Indicadores pueden expresarse numéricamente, mientras otros emplean conceptos de valoración calificativos, tales como “Excelente”, “Muy Bueno”, “Bueno”, “Regular”, “Deficiente”, “Nulo”, y otros.

2.4.2. Metodologías más empleadas para la Evaluación del Impacto Ambiental

Se han desarrollado una amplia variedad de modelos y procedimientos para la evaluación de impactos sobre el ambiente o sobre alguno de sus factores; los hay generales, con pretensiones de universalidad, así como también específicos, para situaciones o aspectos concretos; algunos cualitativos, otros operando con amplias bases de datos e instrumentos de cálculo sofisticados, de carácter estático unos, dinámico otros, etc.

³¹ CONESA,V. (1997). Guía Metodológica para la Evaluación del Impacto Ambiental. Ed. Mundi-Prensa. Madrid.

³² ESTEVAN, M. T. (1984). Evaluación del Impacto Ambiental. Ed. Mundi-Prensa. Madrid.

Hay que destacar que la mayoría de estos métodos fueron elaborados para proyectos concretos, resultando por ello complicada su generalización, aunque resultan válidos para otros proyectos similares, actividades y acciones a los que dieron origen al método en cuestión.

La clasificación de los métodos más usuales responde al siguiente esquema, desarrollado por Bolea³³.

Sistemas de red y gráficos:

- Matrices causa-efecto; (Leopold y Listas de chequeo)
- CNYRPAB
- Bereano
- Sonrensen
- Guías metodológicas del MOPU.
- Banco Mundial

Sistemas cartográficos:

- Superposición de transparentes
- McHarg
- Tricart
- Falque

Análisis de sistemas (métodos basados en indicadores, índices e integración de la evaluación):

³³ ESTEVAN, M. T. (1983). Análisis de Impacto Ambiental. Principios, procedimientos y metodologías. Buenos Aires.

- Holmes
- Universidad de Georgia
- Hill-Schechter
- Fisher-Davies

Métodos cuantitativos:

- Batelle-Columbus

A continuación se realizará una breve descripción de la matriz de Leopold, por ser la más empleada.

2.4.3. Matrices causa-efecto

Son métodos cualitativos, preliminares y muy valiosos para valorar las diversas alternativas de un mismo proyecto, describiéndose a continuación el más conocido: el de la *Matriz de Leopold*, que fue el primer método que se estableció para las evaluaciones de impacto ambiental.

Este método consiste en un cuadro de doble entrada (matriz) en el que se disponen como filas los factores ambientales que pueden ser afectados y como columnas las acciones que vayan a tener lugar y que serán causa de los posibles impactos (Cuadro 2.6).

En este método se fijan como número de acciones posibles 100 y 88 el número de factores ambientales, con lo que el número de interacciones posibles será de

$88 \times 100 = 8800$ aunque conviene destacar que, de éstas, son pocas las realmente importantes, pudiendo construir posteriormente una matriz reducida con las interacciones más relevantes, con lo cual resultará más cómodo operar ya que no suelen pasar de 50.

Cada cuadrícula de interacción se dividirá en diagonal. haciendo constar en la parte superior la magnitud, M (extensión del impacto) precedido del signo positivo o negativo, según el impacto sea favorable o desfavorable en una escala del 1 al 10 asignando el valor 1 a la alteración mínima y el 10 a la máxima.

En el triángulo inferior constará la importancia, I (intensidad o grado de incidencia) también en escala del 1 al 10. Ambas estimaciones se realizan desde un punto de vista subjetivo al no existir criterios de valoración, pero si el equipo evaluador es multidisciplinario, la manera de evaluar será bastante objetiva en el caso en que los estudios que han servido como base presenten un buen nivel de detalle y se haya cuidado la independencia de juicio de los componentes de dicho equipo.

La suma por filas nos indicará las incidencias del conjunto sobre cada factor ambiental y por tanto, su fragilidad ante el proyecto. La suma por columnas nos dará una valoración relativa del efecto que cada acción produciría en el medio y por tanto, su agresividad.

Así pues, la matriz se convierte en un resumen y en el eje del Estudio del

Impacto Ambiental adjunto a la misma, que nos sirvió de base a la hora de evaluar la magnitud y la importancia.

Es importante destacar que se deben evitar duplicaciones de las interacciones obtenidas en la matriz, ya que se puede presentar la misma interacción con distinto nombre, “camuflada” como otra distinta, haciendo que se estudie por duplicado una misma interacción.

Cuadro No. 2.6. Matriz de Leopold para la evaluación del impacto ambiental de descargas de aguas residuales en un recurso hídrico superficial.

[illegible]

2.5. HIPÓTESIS

El diseño de los procesos de un sistema de lagunas de estabilización anaerobia facultativa y aerobia, hará posible el tratamiento de las aguas servidas de Villa La Unión y la depuración de las mismas, incrementándose significativamente la calidad ambiental de la localidad

CAPÍTULO III

3. DESARROLLO

3.1. METODOLOGÍA

El estudio es del tipo no experimental (no se manipula deliberadamente la variable independiente), basada en los atributos del paradigma cuantitativo de investigación, Hernández, Fernández y Baptista³⁴.

La investigación será transversal, ya que no se medirán las variables con el decursar del tiempo, sino que los datos serán característicos de un instante dado.

La secuencia de actividades será la siguiente:

1. Obtención de los datos existentes en el Municipio sobre:

- *población* de Cajabamba y Sicalpa, parroquias urbanas del cantón Colta,
- *límites*,
- *altitud*,
- *clima y precipitaciones*,

³⁴ HERNÁNDEZ, R., FERNÁNDEZ, C. y BAPTISTA, P. (1998). Metodología de la Investigación. Ed. McGraw-Hill Internacional. México, D.F.

- *superficie,*
- *hidrografía,*
- *tipo de alcantarillado,*
- *suministro de agua,*
- *principales características del recurso natural receptor de las aguas servidas,*
- *punto(s) de descarga de las aguas servidas,*
- *requerimientos y disponibilidad de caudales de agua potable a la población beneficiada por el alcantarillado,*
- *proyección de la población a 20 años,*
- *proyección del suministro de agua potable a 20 años.*

2. Determinación del caudal de aguas servidas: empleando la ecuación base de la continuidad
3. Evaluación del Impacto ambiental del entorno del punto de vertimiento, según la metodología propuesta por Leopold, empleando sus listados de verificación.
4. Caracterización física, química y biológica, de las aguas servidas de la cabecera cantonal, Villa la Unión. Para ello se procedió, en los laboratorios de la Empresa Etapa de la ciudad de Cuenca, a la realización de los siguientes análisis de laboratorio, atendiendo a las técnicas sugeridas en los

Métodos estándar para el Examen de Aguas y Aguas Residuales³⁵ (APHA, 1995)

y según el diseño mostrado en la tabla que aparece a continuación:

- *Temperatura*
- *Sólidos: Totales, Suspendidos Totales y Disueltos totales,*
- *Demanda Química de Oxígeno (DQO),*
- *Demanda Bioquímica de Oxígeno de 5 días a 20 °C (DBO₅),*
- *Nitrógeno total,*
- *Coliformes fecales.*

5. Verificación de la selección de las alternativas de sistemas de lagunas de oxidación a diseñar.
6. Determinación de los parámetros característicos de las diferentes ecuaciones de diseño.
7. Diseño, de acuerdo con las ecuaciones y parámetros de los órganos de tratamiento de las alternativas seleccionadas previamente.
8. Comparación de alternativas.

³⁵ APHA. (1995). Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. AWWA, WPCF, New York.

3.1.1 Materiales

Los materiales empleados para el desarrollo de la metodología expuesta anteriormente son:

- 2 bidones plásticos patrón ancho de 100 l de capacidad.
- 1 cronómetro digital marca Seiko.
- 20 botellas plásticas con tapa de 2 l de capacidad.
- Una nevera de 0,25 m³ de capacidad.
- Espumaflex
- Un metro

3.1.2 Muestreo

Se realizó el muestreo de 77 muestras las mismas que sirvieron para la determinación de las características de las aguas servidas según la siguiente distribución diaria y horaria que se indica a continuación:

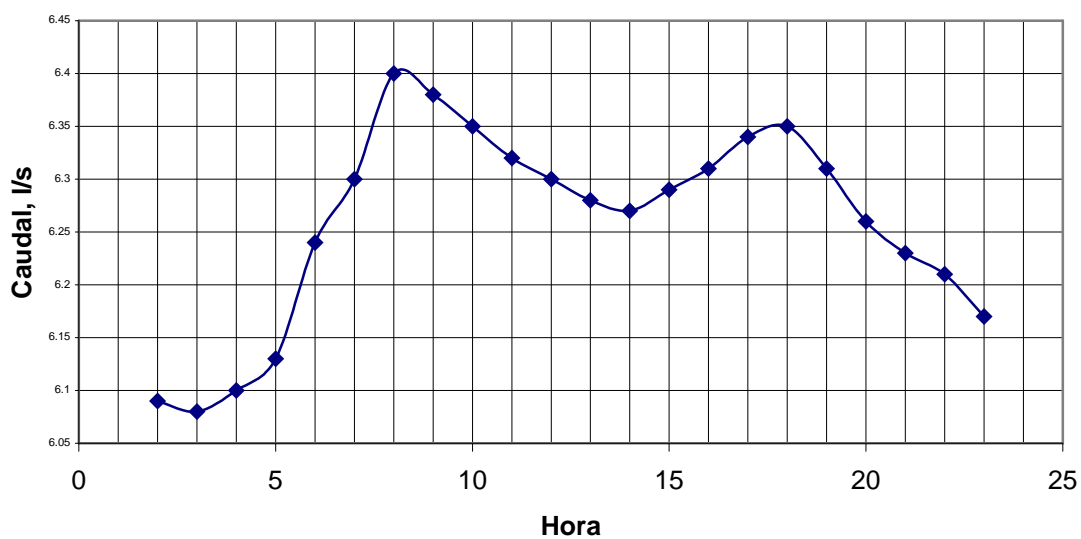
RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.2.1. Flujo o caudal de aguas servidas

Después de haber realizado las correspondientes 147 mediciones de caudal, por el lapso de 7 días durante 21 horas diarias como se observa en la distribución horaria antes indicada, estas se promediaron, calculando también la desviación estándar de la distribución, lo que permitió el cálculo del coeficiente de variación. Se determinó que el caudal máximo absoluto se

produjo alrededor de las 08H00, con un valor de 6.4 l/s mientras que el mínimo, absoluto, cerca de las 03H00 con un valor de 1.82 l/s .como se presenta en la fig.3.1

Fig. 3.1. Distribución horaria promedio del caudal.



Los resultados extrapolados según la población estimada al año 2020³⁶(5920 hab.) se muestran en el Cuadro 3.1

Cuadro 3.1. Resultados de la determinación del caudal de las aguas servidas de la ciudad de Villa La Unión.

FLUJO o CAUDAL	SIMBOLOGÍA	VALOR EN l/s	VALOR EN m ³ /d	VALOR EN m ³ /s
----------------	------------	-----------------	-------------------------------	-------------------------------

MÁXIMO ACTUAL	$Q_{\text{máx actual}}$	6,40	553	0,0064
MÁXIMO AL 2020	$Q_{\text{máx al 2020}}$	10,21	882	0,0102
MEDIO ACTUAL	$Q_{\text{med actual}}$	4.11	355	0,0041
MEDIO AL 2020	$Q_{\text{med al 2020}}$	6,56	861	0,0066
MÍNIMO ACTUAL	$Q_{\text{mín actual}}$	1,82	157	0,0018
MÍNIMO AL 2020	$Q_{\text{mín al 2020}}$	2,90	838	0,0029

Fuente: MORENO, G. (2003). Investigación de campo. Villa La Unión.

El caudal máximo al año 2020 se estima en 10,21 l/s y se calcula:

$$\left(\frac{5920 \text{ hab}}{3710 \text{ hab}} \times 6,40 \text{ l/s} \right) = 10,21 \text{ l/s} = 882,14 \text{ m}^3 / d$$

Para los cálculos de los sistemas de tratamiento se empleará el caudal máximo al año 2020 de 10,21 l/s (882 m³/d).

³⁶MUNICIPIO Cajabamba. (2002). Plan de desarrollo Urbano .Villa La Unión Chimborazo

3.2.2. Evaluación del impacto ambiental de la actual disposición de las aguas servidas

La evaluación de impacto ambiental relacionada con el vertimiento de las aguas servidas de Villa La Unión en el río Sicalpa según la evaluación realizada con base en la matriz de Leopold se muestra en el Cuadro 3.2

Como se puede apreciar en los datos que aparecen en el Cuadro 3.2, relacionados con la Evaluación del Impacto Ambiental de la actual disposición de las aguas servidas de Villa La Unión, la misma rinde un elevado valor negativo de 483, lo que indica que la afectación a la calidad ambiental de la actual disposición es muy significativa y, que es necesaria la implementación de medidas que propicien la disminución de dicha afectación.

En el Anexo 1 se muestran tomas fotográficas de las situaciones de disposición actual de las aguas servidas y del muestreo.

3.2.3. Características físicas y químicas más importantes de las aguas servidas de la ciudad de villa la unión

Los análisis fueron realizados en los laboratorios de la Empresa de Telecomunicaciones, Agua Potable y Alcantarillado (ETAPA) de la ciudad de Cuenca y en los de aguas de la Facultad de Ciencias de la ESPOCH. Los valores obtenidos para cada parámetro estudiado se muestran en el Cuadro 3.3.

Cuadro 3.3. Resultados de la caracterización física, química y biológica de las aguas servidas de la ciudad de Villa La Unión, según los datos de las 77 muestras consideradas en el diseño.

CONTAMINANTE	CONCENTRACIÓN REFERENCIAL PARA AGUAS SERVIDAS DÉBILES	CONCENTRACIÓN PROMEDIO OBTENIDA (\bar{x})	COEFICIENTE DE VARIACIÓN (CV) (%)	DESVIACION ESTANDAR (S)
---------------------	--	---	--	--

Sólidos Totales (ST), en mg/l	350	286	13,64	39
Sólidos Suspendidos Totales (SST), en mg/l	100	87	12,64	11
Demanda Química de Oxígeno (DQO), en mg/l	250	208	8,65	18
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO ₅) a 20 °C, en mg/l	110	94	14,89	14
Nitrógeno total, en mg/l	20	15	10,27	4
Nitrógeno orgánico, en mg/l	8	8	37,50	3
Coliformes Totales, en células/100 ml	$10^6 - 10^7$	$1,38 \times 10^6$	9,64	1.33×10^5
Coliformes Fecales (CF), en células/100 ml	-----	8.15×10^5	4.9	$4,01 \times 10^4$

Nota: el valor del pH promedio 7,60 con una $s = 0,23$ y un coeficiente de variación de $CV = 3,02$ % y la temperatura promedio 15 °C, con una $s = 1,25$ °C y $CV = 8,33$ %.

Fuente: MORENO, G. (2003). Investigación de campo en Villa la Unión. Villa la Unión ESPOCH Riobamba.

De los resultados mostrados en el Cuadro 3.3 se establece que las aguas servidas de la ciudad de Villa La Unión pueden clasificarse como débiles, según el criterio de Metcalf & Eddy. En realidad los valores son todos inferiores a los característicos de aguas servidas débiles, con la única excepción del nitrógeno orgánico que resultó igual. Esto puede deberse a la relativamente elevada

disponibilidad de agua de consumo, que provoca una mayor dilución de los contaminantes.

3.2.4 Pruebas de significación

Estas pruebas se realizaron con los resultados de la caracterización física, química y biológica de las aguas servidas, así:

Para Sólidos totales (ST)

$$\bar{x} = 286 \text{ mg/l}$$

$$S = 39 \text{ mg/l}$$

$$n = 77$$

$$\mu = 290 \text{ mg/l}$$

donde:

\bar{x} = concentración promedio de Sólidos Totales

S = Desviación estándar media

n = Número de muestras analizadas

μ = media poblacional

$\sigma_{\bar{x}}$ = desviación de la concentración promedio

Para esto se realiza una prueba de dos colas cuya regla de decisión es la siguiente: Se rechaza H_0 si el valor de Z de la muestra cae fuera del recorrido, esto es desde -1.96 hasta 1.96; por lo tanto:

$$H_0: \mu = 290 \text{ mg/l} \quad H_1: \mu \neq 290 \text{ mg/l}$$

Para $\alpha = 0.05$ que equivale al 95% de confianza

$$\sigma_{\bar{x}} = S / \sqrt{77}$$

$$\sigma_{\bar{x}} = 39 \text{ mg/l} / 8,77 = 4,44$$

$$Z = X - \mu / \sigma_{\bar{x}}$$

$$Z = 286 \text{ mg/l} - 290 \text{ mg/l} / 4,44 = -0.9$$

Como -0.9 cae dentro del recorrido señalado en la regla de decisión, se acepta H_0 y puede asegurarse que la media poblacional para los sólidos totales está en los alrededores de 280 mg/l.

Estos cálculos se realizaron con cada uno de los contaminantes de las aguas servidas, cuyos resultados se puede apreciar en el cuadro 3.4

Cuadro 3.4 Resultados de las pruebas de significación

De los resultados del cuadro 3.4 se establece que los valores de Z caen dentro

CONTA MINANTE	CONCEN - TRACIÓN PROMED IO OBTENID A (x)	DESVI A CION ESTAN DAR (s)	NUMERO DE MUESTR AS ANALIZA DAS (y)	DESVI ACION DE LA MEDIA \bar{d}_x	MEDIA POBLA CIONA (~)	ESTA DIGRA FO (k)
Sólidos Totales (ST), en mg/l	286	39	77	4.44	290	-0.9
Sólidos Suspendido s Totales (SST), en mg/l	87	11	77	1.25	90	-1.6
Demanda Química de Oxígeno (DQO), en mg/l	208	18	77	2.15	210	-0.97
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO ₅) a 20 °C, en mg/l	94	14	77	1.6	95	-0.63
Nitrógeno total, en mg/l	15	4	77	0.46	4.5	-1.1
Nitrógeno orgánico, en mg/l	8	3	77	0.34	8.5	-1.5
Coliformes Totales, en células/100 ml	$1,38 \times 10^6$	$1,33 \times 10^5$	77	15165	1.4×10^6	-1.3
Coliformes Fecales (CF), en células/100 ml	8.15×10^5	$4,01 \times 10^4$	77	4572	8.1×10^5	1.1

del recorrido señalado en la regla de decisión, por lo que los datos de las medias poblacionales supuestas son aceptadas con una confianza del 95%.

3.2.5. Diseño del Pretratamiento

3.2.5.1 Diseño del medidor de caudal (Canaleta Parshall)

La canaleta Parshall es una estructura de paredes verticales, constituida a partir de la entrada por un trecho convergente con el fondo; en los sentidos longitudinales y transversales, de un trecho contraído y de una sección divergente en pendiente, dispuesta en planta, y considerando:

El caudal máximo $Q_{\max} = 10.21 \text{ l/s}$.

Se verifica que el menor medidor aplicable es el de

$W = 7,6 \text{ cm}$, según el cuadro 3.5

Cuadro 3.5 Medidores Parshall con escurrimiento libre

W		CAPACIDAD (l/s)	
(pulg)	(cm)	Mínima	Máxima
3	7,6	0,85	53,8
6	15,2	1,52	110,4
9	22,9	2,55	251,9
1	30,5	3,11	455,6
1	45,7	4,25	696,2
2	61,0	11,89	936,7
3	91,5	17,26	1426,3
4	122,0	36,79	1921,5
5	152,5	62,8	2422,0
6	183,0	74,4	1929,0
7	213,5	115,4	3440,0
8	244,0	130,7	3950,0
10	305,0	200,0	5660,0

Fuente adaptado de Azevedo Netto y Hess et.

W = sección o garganta contraída

La profundidad de la lámina de agua deberá estimarse para los 3 caudales, es decir: máximo, mínimo y medio.

La ecuación general para el medidor Parshall está dada por la ecuación (3.1)

$$H = (Q / K)^{1/n} \quad (3.1)$$

Los valores de K y de n se encuentran en la Tabla 3.6

Cuadro 3.6 Medidor Parshall: Valores del exponente n y del coeficiente K

W		n	K	
(Pulg/pies)	m		Unidades métricas	Unidades americanas
3"	0,076	1.547	0,176	0,0992
6"	0.152	1,580	0,381	2,06
9"	0.229	1,530	0,535	3,07
1"	0.305	1,322	0,690	4,00
1½"	0,457	1,538	1.54	6,00
2"	0,610	1,550	1,426	8,00
3"	0,925	1,556	2,182	12,00
4"	1,22	1,568	2,935	16,00
5"	1,525	1,587	3,728	20,00
6"	2,830	1,595	4,515	24,00
7"	2,135	1,601	5,306	28,00
8"	2,440	1,606	6,101	32,00

Fuente adaptado de Azevedo Netto y Hess .

W = sección o garganta contraída

$$Q_{\max} = 10.21 \text{ l/s} \quad H = (10.21 \text{ l/s} \times 10^{-3} / 0.176)^{1/1.547} = 0,16 \text{ m}$$

$$Q_{\text{med}} = 6.56 \text{ l/s} \quad H = (6.56 \text{ l/s} \times 10^{-3} / 0.176)^{1/1.547} = 0,12 \text{ m}$$

$$Q_{\min} = 2.90 \text{ l/s} \quad H = (2.90 \text{ l/s} \times 10^{-3} / 0.176)^{1/1.547} = 0,07 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$Q_{\max} = 10.21 \text{ l/s} \Rightarrow H_{\max} = 0.16 \text{ m}$$

$$Q_{\text{med}} = 6.56 \text{ l/s} \Rightarrow H_{\text{med}} = 0,12 \text{ m}$$

$$Q_{\min} = 2.90 \text{ l/s} \Rightarrow H_{\min} = 0,07 \text{ m}$$

El resalto Z que deberá dar el medidor Parshall se calcula mediante la ecuación (3.2)

$$Z = \left(\frac{Q_{\max} H_{\min} - Q_{\min} H_{\max}}{Q_{\max} - Q_{\min}} \right) \quad (3.2)$$

$$Z = \left(\frac{(10,21 \times 0,07) - (2,90 \times 0,16)}{(10,21 - 2,90)} \right)$$

$$Z = 0,034 \text{ m}$$

Las dimensiones del medidor Parsall se estiman por medio de la Tabla 6.13 pág 186 de Acevedo Netto, como se aprecia en el cuadro siguiente:

Cuadro 3.7. Dimensiones estándar del Medidor Parshall

A = 46,6 cm	B = 45,7cm	C = 17,8cm
2A /3 = 31,06cm		
D = 25,9cm	E = 45,7cm	F = 15,2cm
G = 30,5cm	K = 2,5cm	N = 5,7cm

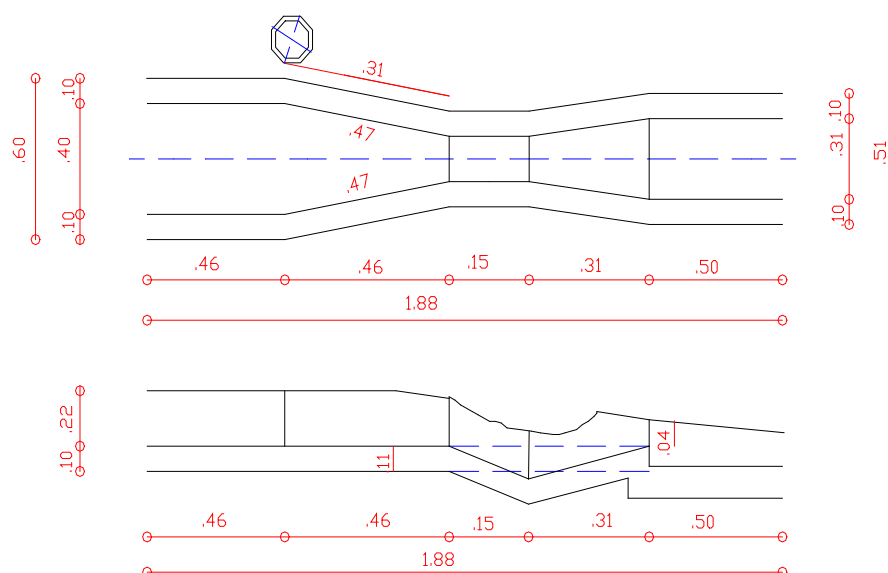
Fuente Azevedo Netto y otros

Significado del medidor Parshall

- A** Longitud inclinada de la transición
- B** Longitud de la transición

- C** Ancho del canal aguas abajo del medidor
- D** Ancho del canal aguas arriba del medidor
- E** Distancia entre la canaleta Parshall y el desarenador
- F** Longitud del medidor Parshall
- G** Longitud de la transición aguas abajo del medidor
- K** Diferencia de nivel
- N** Profundidad de la canaleta

Fig.3.2 Medidor Parshall



3.2.5.2. *Diseño del desbaste para la eliminación de sólidos groseros*

El pretratamiento estará constituido por un sistema de desbaste (rejillas). El sistema de rejillas tendrá barras de sección rectangular de 15 mm x 40 mm (3/8pulg x 1½pulg) con una separación entre barras que implica una abertura de $a = 25 \text{ mm}$ (1pulg). Según el Cuadro 3.7

Cuadro 3.7. Eficiencia de las rejillas en función del espesor de las barras.

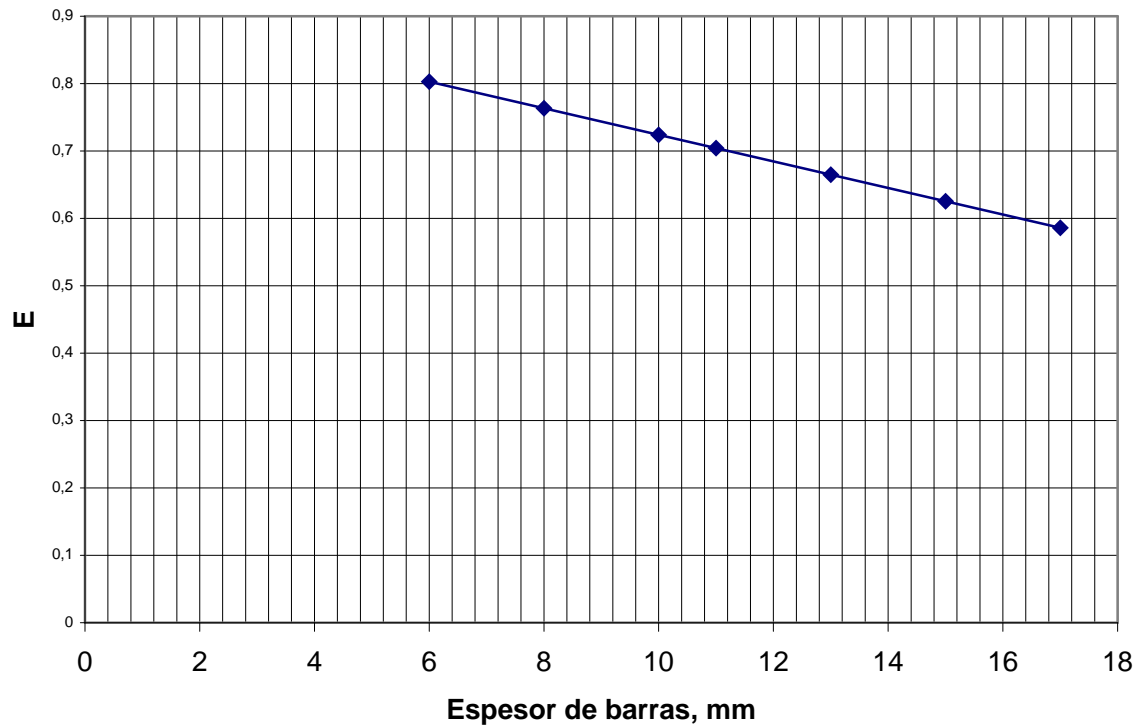
ESPESOR DE LAS BARRAS, t (mm)	EFICIENCIA E			
	A = 20 mm	a = 25 mm	A = 30 mm	a = 40 mm
6	0,750	0,800	0,834	0,857
8	0,706	0,768	0,803	0,826
10	0,677	0,728	0,770	0,800
11	0,632	0,696	0,741	0,774
13	0,600	0,667	0,715	0,755

Fuente: Adaptado de Azevedo N., et al. (1998).

Como el espesor (t) de las barras es de 15 mm, se obtiene la recta de mejor ajuste para los puntos ($t; E$): (6; 0,800), (8; 0,768), (10; 0,728), (11; 0,696), (13; 0,667) y ($t; E$). La ecuación de dicha recta (ver Fig. 3.3), con un coeficiente de correlación lineal $r = 0,9956$ resultó:

$$E = 0,9210 - 0,01971 t$$

Fig. 3.3. Recta de regresión para la extrapolación en el cálculo de la Eficiencia (E).



Con los datos de la fig. 3.3, extrapolando según una recta de regresión, la eficiencia será:

$$E = 0.6256$$

Este valor obtenido de la eficiencia corresponde a un espesor de barras :
 $t = 15 \text{ mm}$.

Estimando que la velocidad de flujo a través de la rejilla para el caudal máximo es de 0.60 m/s, se considera que el área útil requerida para el escurrimiento es

$$A_u = Q_{\text{máx}}/v = 0,01021/0,60 \Rightarrow 0,017 \text{ m}^2$$

El área total, con las barras incluidas, se obtiene mediante la ecuación (3.3):

$$S = A_v/E \quad (3.3)$$

$$S = 0,017/0,6253$$

$$S = 0,027 \text{ m}^2$$

Considerando movimiento uniforme durante 3 s se calcula la longitud del canal:

$$L = \frac{3Q}{S} = \left(\frac{3 \times 0,0102}{0,027} \right) = 1,13 \text{ m}$$

a) *Ancho del canal en la zona de las rejillas (b)*

Datos:

Anchura de barras $= a = 40 \text{ mm} = 0,04 \text{ m}$

Ancho del canal de entrada $= c = 400 \text{ mm} = 0,4 \text{ m}$

Separación entre barras $= s = 25 \text{ mm} = 0,025 \text{ m}$

$$b = \left[\left(\frac{c}{s} \right) - 1 \right] (s + a) + s \quad (3.4)$$

$$b = \left[\left(\frac{0,4 \text{ m}}{0,025 \text{ m}} \right) - 1 \right] (0,025 \text{ m} + 0,040 \text{ m}) + 0,025 \text{ m} = 1,00 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

b) *Número de barras*

$$n = \frac{(b - s)}{(a + s)} = \frac{1,00 \text{ m} - 0,025 \text{ m}}{0,04 \text{ m} + 0,025 \text{ m}}$$

$n = 15$ barras.

La ecuación (3.5) permite calcular la pérdida de carga a través del sistema de rejillas:

$$h_f = \frac{1}{0,7} \frac{(V^2 - v^2)}{2g} \quad (3.5)$$

La velocidad a través de la rejilla es 0,60 m/s, de manera que la velocidad de aproximación v es

$$v = V E = 0,60 \times 0,6253$$

$$v = 0,375 \text{ m/s}$$

$$h_f = \frac{1}{0,7} \frac{(0,600^2 - 0,375^2)}{2 \times 9,81}$$

$$h_f = 0,016 \text{ m} = 1,60 \text{ cm}$$

Si se considera la rejilla 50 % sucia, la velocidad a adoptar sería $V' = 2V = 1,20 \text{ m/s}$ y las pérdidas serían

$$h_f = \frac{1}{0,7} \frac{(1,20^2 - 0,375^2)}{2 \times 9,81}$$

$$h_f = 0,095 \text{ m}$$

Estos valores de $h_f = 1,6 \text{ cm}$ y $9,5 \text{ cm}$ son menores que 15 cm , que es el límite máximo permitido.

3.2.5.3. *Diseño de la Cámara de Desengrase*

La altura útil húmeda de la trampa de grasa debe ser tal que haga fácil la limpieza de los sólidos y grasas retenidas. El ingreso y salida puede ser a través de una trampa “tee”, baffle, campana o cualquier otro sistema que permita el flujo laminar., como se puede apreciar en la Fig. 3.4

El Largo (L) debe ser mucho mayor que el ancho (a), de preferencia $L = 1,8 a$

El Volumen (V) recomendado por la literatura: $V = 19,2m^3$

Los datos para el diseño son los siguientes:

Para calcular la longitud de la trampa de grasa tenemos la siguiente ecuación:

$$19,2 m^3 = L \times a \times d$$

$$19,2m^3 = 1,8 a \times a \times d$$

$$1.8 a^2 \times 1,2 = 19,2m^3$$

$$a^2 = 19,2 m^3 / 2,16$$

$$a = 2.9m$$

$$L = 1,8 \times 2,9 m = 5,2 m$$

$$Q_{max} = 10,21 l/s = 882m^3/d = 882\ 144 l/d$$

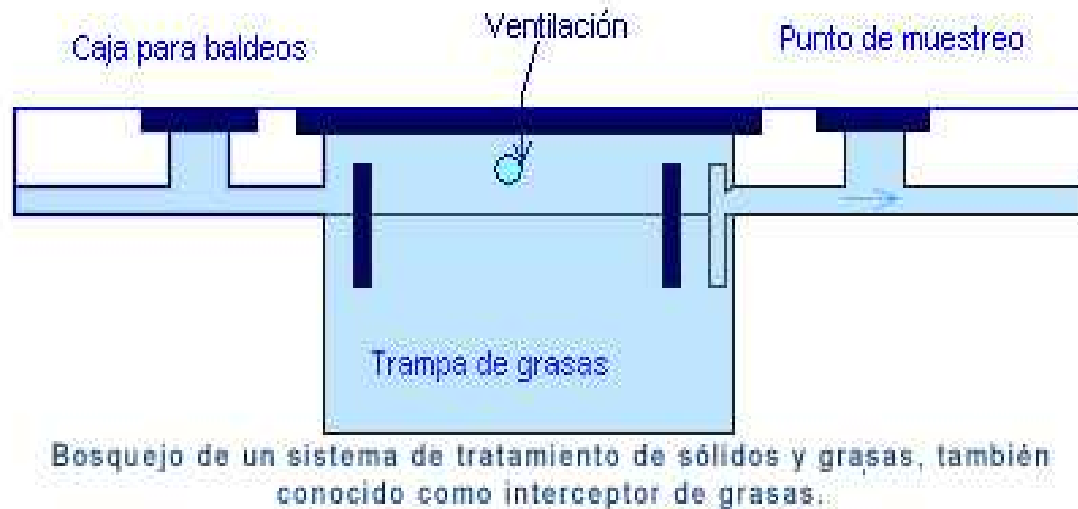
$$V = 19,2 m^3 = 19200 l \times 3 = 57600 l$$

$$T_{ret} = V / Q_{max} \quad (3.6)$$

$$T_{ret} = 57600 l / 882\ 144 l/d = 0.06259d \times 24 horas/d$$

$$T_{ret} = 1.57h$$

Fig.3.4. Trampa de grasa



3.2.5.4. Diseño del Desarenador

El desarenador tendrá dos canales iguales y paralelos. El dimensionamiento se establecerá para un solo canal porque son iguales. El nivel del canal se determina por medio del resalto Z .

La altura máxima de la lámina de agua en el desarenador se calcula mediante la ecuación (3.7)

$$H = H_{\text{máx}} - Z \quad (3.7)$$

$$H = 0,16 \text{ m} - 0.034 \text{ m}$$

$$H = 0,13 \text{ m}$$

El ancho del desarenador se estima mediante la ecuación (3.8) suponiendo que la velocidad es 0,30 m/s

$$b = \frac{Q_{\max}}{HxV} \quad (3.8)$$

$$b = \frac{10,21 \times 0.001}{0,126 \times 0.30}$$

$$b = 0.27 \text{ m}$$

La estimación de las velocidades reales para los diferentes caudales se obtiene en el siguiente cuadro

Cuadro 3.8. Estimación de las velocidades reales para los diferentes caudales

Q m³/s	H (m)	H - Z	S=b(H-Z) (m²)	V=Q/S m³/s
10,21	0,16	0.16-0.034	0,035	0,34
6,56	0,12	0.12-0,064	0,023	0,28
2,90	0,07	0,07-0,08	0,0097	0,30

Como se aprecia en el cuadro 3.8. los valores obtenidos de las velocidades están dentro del rango con respecto al valor teórico de 0.30 m/s

La longitud del desarenador se calcula con la ecuación 3.9

$$L = 25 H \quad (3.9)$$

$$L = 25 \times 0,13$$

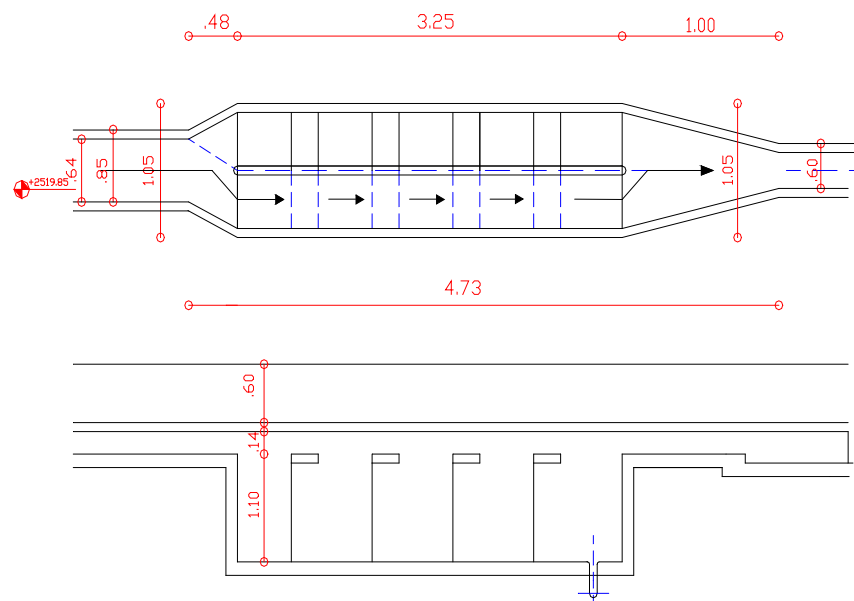
$$L = 3,25 \text{ m}$$

El área longitudinal del desarenador se calcula con la ecuación 3.10

$$A = b \times L \quad (3.10)$$

$$A = 0,27 \times 3,25 = 0,88m^2$$

Fig.3.5 Gráfico de un desarenador



3.2.6. Diseño de alternativas de tratamiento secundario

Para el diseño de las alternativas propuestas en los objetivos específicos del presente trabajo, se tendrá en cuenta un conjunto de datos y criterios a asumir.

Las alternativas consideradas son:

- A) Lagunas facultativa y de maduración en serie.

B) Lagunas anaerobia, facultativa y de maduración en serie.

Estas alternativas se muestran en el Anexo 2.

Los datos y criterios considerados son^a:

- La ciudad a servir por el sistema de lagunas diseñado es de 5920 habitantes al año 2020.
- El efluente del sistema se puede destinar a irrigación de árboles y otras cosechas no comestibles. Los criterios exigidos para el efluente final son:
 - DBO_5 60 mg/l.
 - Coliformes fecales 50 000 CF/100 ml.
- Caudal máximo a operar por el sistema: $Q_{\text{máx}} = 882 \text{ m}^3/\text{d} = 10,21 \text{ l/s}$.
- Concentración de DBO_5 de las aguas servidas desbastadas: $S_0 = 94 \text{ mg/l}$.
- Temperatura media anual de las aguas servidas: $T = 15 \text{ }^\circ\text{C}$.
- Profundidad de la laguna anaerobia: $h_{\text{ana}} = 2,2 \text{ m}$.
- Carga volumétrica adoptada para la laguna anaerobia: $\lambda_v = 80 \text{ g de DBO}_5/\text{m}^3.\text{d}$.
- Eficiencia esperada de la laguna anaerobia: $E_{\text{ana}} = 40 \%$.
- Profundidad de las lagunas facultativas (primaria y secundaria): $h_{\text{fac}} = 1,9 \text{ m}$.
- Coeficiente de velocidad de remoción de DBO_5 de la laguna facultativa primaria: $K_{1 \text{ prim}} = 0,300 \text{ d}^{-1}$.

^a Valores típicos empleados para diseñar en climas similares a los de la ciudad de Villa La Unión.

- Carga superficial de la laguna facultativa secundaria: $\lambda_{s \text{ sec}} = 250 \text{ kg DBO}_5/\text{ha.d.}$
- Coeficiente de velocidad de remoción de DBO_5 de la laguna facultativa secundaria: $K_{1 \text{ sec}} = 0,400 \text{ d}^{-1}$.
- Profundidad de cada laguna de maduración: $h_{\text{mad}} = 1,4 \text{ m.}$
- Coeficiente de remoción de CF: $K_b = 1,651 \text{ d}^{-1}$.
- Cantidad de CF en el afluente de la primera laguna de maduración: $N_i = 8 \times 10^5 \text{ CF/100 ml.}$
- Tiempo de detención de cada laguna de maduración: $t_{\text{MAD}} = 3 \text{ d}$

A) Dimensionamiento de: Laguna facultativa y lagunas de maduración en serie (Alternativa A)

Laguna facultativa primaria

Se emplearán los criterios de flujo disperso por el método de Yáñez, estimando la cantidad de huevos de helmintos en el efluente del sistema. Se asumirá la relación largo/ancho, $L/W = 3$ (lagunas facultativas y de maduración).

a) Temperatura del aire³⁶

³⁶ VARGAS, C. y SÁNCHEZ, A. (1972). Puesta en marcha y primer etapa de experimentación en las lagunas de estabilización de Melipilla. Publicación 1-24. Universidad de Chile. Santiago de Chile.

$$T_{agua} = -0,236 + 1,404 T_{aire} \quad (3.11)$$

$$T_{aire} = \frac{T_{agua} + 0,236}{1,404} = \frac{15 + 0,236}{1,404}$$

$$T_{aire} = 10,85 \text{ } ^\circ\text{C}$$

b) Carga orgánica máxima permisible

$$\} _{s_{m\acute{a}x}} = 20T - 60 \quad (3.12)$$

$$\} _{s_{m\acute{a}x}} = 20(10,85) - 60$$

$$\} _{s_{m\acute{a}x}} = 157 \text{ kg DBO/ha.d}$$

c) Área del nivel medio

$$A = \frac{10S_0 Q_{m\acute{a}x}}{\} _{s_{prim}}} \quad (3.13)$$

$$A = \frac{10(94)(882)}{157}$$

$$A = 5280,76 \text{ m}^2 < 15 \text{ ha (Bien)}$$

d) Tiempo de detención

$$t = \frac{Ah}{Q_{m\acute{a}x}} = \frac{5280,76 (1,9)}{882}$$

$$t = 11,38 \text{ d } \geq 5 \text{ d (Bien)}$$

e) Eficiencia

$$E = \frac{100 K_1 t}{1 + K_1 t}$$

$$E = \frac{100(0,300)11,38}{1 + (0,300)11,38}$$

$$E = 77,34 \%$$

f) Concentración de DBO_5 del efluente

$$S_e = S_0 (1 - E) = 94 (1 - 0,7734)$$

$$S_e = 21,30 \text{ mg/l} < 60 \text{ mg/l (Bien)}$$

g) Reducción esperada de la concentración de huevos de helmintos en el efluente de la laguna facultativa

$$R = 100 \left[1 - 0,41 e^{\left(-0,49 t + 0,0085 t^2 \right)} \right]$$

$$R = 100 \left[1 - 0,41 e^{\left[-0,49 (11,38) + 0,085 (11,38)^2 \right]} \right]$$

$$R = 99,53 \%$$

Laguna de maduración

a) Cantidad probable de lagunas de maduración necesarias en el sistema

$$N = \frac{\log N_i / N_e}{\log(1 + K_b T_{MAD})} = \frac{\log \left(\frac{8 \times 10^5}{5 \times 10^4} \right)}{\log(1 + 1,651 \times 3)}$$

$$N = 1,55 \approx 2$$

b) Área de cada laguna

$$A = \frac{Q_{áxd} T_{MAD}}{h} = \frac{882 \times 3}{1,4}$$

$$A = 1\,890 \text{ m}^2 < 2,5 \text{ ha (Bien)}$$

c) Carga orgánica superficial en la primera laguna de maduración

$$\lambda_s = \frac{10 S_0 h}{T_{MAD}} = \frac{10 \times 21 \times 1,4}{3}$$

$$\lambda_s = 98 \text{ kg DBO}_5 / \text{ha.d}$$

d) Remoción de la DBO₅ soluble en la primera laguna

$$\lambda_{sr} = 0,765 \lambda_s - 0,8 = 0,765 \times 98 - 0,8$$

$$\} _{sr} = 74,17 \text{ kg DBO}_5 / \text{ha.d}$$

e) Eficiencia de cada laguna

$$E = \frac{\} _{sr}}{\} _s} \times 100$$

$$E = \frac{74,17}{98} \times 100$$

$$E = 75,68 \%$$

f) Concentración de DBO_5 en el efluente del sistema de lagunas de maduración en serie

$$S_e = S_0 (1 - E)^N = 21(1 - 0,7568)^2$$

$$S_e = 1,24 \text{ mg/l} < 60 \text{ mg/l} \text{ (Bien)}$$

g) Porcentaje de reducción de DBO_5 en el sistema

$$E_{\text{DBO}_5} = \frac{S_0 - S_e}{S_0} \times 100 = \frac{94 - 1,24}{94} \times 100$$

$$E_{\text{DBO}_5} = 98,68 \%$$

h) Número de dispersión³⁷

³⁷ YÁÑEZ, F. y PESCOD, M. B. (1988). Wastewater Treatment and Reuse in Jordan, UNDP/World Bank Integrated Resource Recovery Project, Joint Misión Report.

$$d = \frac{\frac{L}{W}}{-0,26118 + 0,25392 \left(\frac{L}{W}\right) + 1,01368 \left(\frac{L}{W}\right)^2} = \text{número de dispersión}$$

$$d = \frac{3}{-0,26118 + 0,25392 (3) + 1,01368 (3)^2}$$

$$d = 0,31173$$

i) Coeficiente a

$$a = \sqrt{1 + 4 K_b T_{MAD} d} = \sqrt{1 + 4 \times 1,651 \times 3 \times 0,31173}$$

$$a = 2,68$$

j) Concentración de CF en el efluente de la primera laguna de maduración

$$\frac{N_e}{N_i} = \frac{4 a e^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2} = \frac{4 \times 2,68 e^{(1-2,68)/2 \times 0,31173}}{(1+2,68)^2}$$

$$\frac{N_e}{N_i} = 0,05349$$

$$N_e = 8 \times 10^5 \times 0,05349$$

$$N_e = 42792 \text{ CF} / 100 \text{ ml}$$

k) Concentración de CF en el efluente de la segunda laguna de maduración

$$\frac{N_e}{N_i} = \frac{4 a e^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2} = \frac{4 \times 2,68 e^{(1-2,68)/2 \times 0,31173}}{(1+2,68)^2} = 0,05349$$

$$N_e' = 42792 \times 0,05349$$

$$N_e' = 2889 \text{ CF} / 100\text{ml} < 50000 \text{ CF} / 100\text{ml} \quad (\text{Bien})$$

l) Porcentaje de reducción de $CF/100$ ml en el sistema

$$E_{CF} = \frac{N_i - N_e}{N_i} \times 100 = \frac{8 \times 10^5 - 2889}{8 \times 10^5} \times 100$$

$$E_{CF} = 99,64 \%$$

B) Dimensionamiento de: Laguna anaerobia, facultativa y lagunas de maduración en serie (Alternativa B)

Laguna anaerobia

a) Tiempo de detención

$$t = \frac{S_0}{\} _v} = \frac{94 \text{ mg de } DBO_5 / l}{80 \text{ g de } DBO_5 / m^3 \cdot d}$$

$$t = 1,175 \text{ d}$$

b) Área máxima

$$A = \frac{Q_{\max} t}{h} = \frac{882 \times 1,175}{2,2}$$

$$A = 471 \text{ m}^2$$

c) Concentración de DBO en el efluente

$$S_e = S_0 (1 - E) = 94 (1 - 0,40)$$

$$S_e = 57 \text{ mg/l}$$

Laguna facultativa secundaria

a) Área del nivel medio

$$A = \frac{10 S_0 Q_{\max}}{\} _{s \text{ sec}}} = \frac{10 \times 57 \text{ mg de DBO}_5 / \text{l} \times 882 \text{ m}^3 / \text{d}}{250 \text{ kg de DBO}_5 / \text{ha.d}}$$

$$A = 2\,011 \text{ m}^2 \quad 15 \text{ ha} \text{ (Bien)}$$

b) Tiempo de detención

$$t = \frac{Ah}{Q_{\text{med}}} = \frac{2011 \text{ m}^2 \times 2,1 \text{ m}}{882 \text{ m}^3 / \text{d}}$$

$$t = 4,79 \approx 5 \text{ d} \quad 5 \text{ d} \text{ (Bien)}$$

c) Eficiencia

$$E = \frac{100 K_1 t}{1 + K_1 t} = \frac{100(0,4)5}{1 + (0,4)5}$$

$$E = 66,67 \%$$

d) Concentración de DBO₅ del efluente

$$S_e = S_0 (1 - E) = 57(1 - 0,6667)$$

$$S_e = 19 \text{ mg/l} < 60 \text{ mg/l}$$

e) Remoción de nitrógeno

$$k_T = k_{20} ()^{T - 20}$$

$$k_{15} = 0,0064 (1,039)^{15 - 20}$$

$$k_{15} = 0,005286 \text{ d}^{-1}$$

$$\frac{NIT_e}{NIT_0} = e^{-k_T [t + 60,6(pH - 6,6)]}$$

$$NIT_e = NIT_0 e^{-k_T [t + 60,6(pH - 6,6)]} = 15 e^{-0,005286[5 + 60,6(7,6 - 6,6)]}$$

$$NIT_e = 10,60 \text{ mg/l}$$

Lagunas de maduración

a) Cantidad de lagunas (igual que la alternativa anterior) = 2

b) Área de cada laguna (igual que la alternativa anterior): $A = 1\,890\text{ m}^2 < 2\text{ ha}$
(Bien).

c) Eficiencia de cada laguna (igual que la alternativa anterior): $E = 75,68\%$
 76% .

d) Concentración de DBO_5 en el efluente del sistema de lagunas de maduración en serie

$$S_e = S_0 (1 - E)^2 = 19 (1 - 0,76)^2$$

$$S_e = 1,09\text{ mg/l} \approx 1\text{ mg/l}$$

e) Porcentaje de reducción de DBO_5 en el sistema

$$E_{\text{DBO}_5} = \frac{S_0 - S_e}{S_0} \times 100 = \frac{94 - 1}{94}$$

$$E_{\text{DBO}_5} = 98,94\%$$

d) Concentración de CF en el efluente del sistema de lagunas de maduración en serie (igual que en la primera alternativa)

$$N'_e = 2889 \text{ CF} / 100\text{ml} < 50000 \text{ CF} / 100\text{ml} \quad (\text{Bien})$$

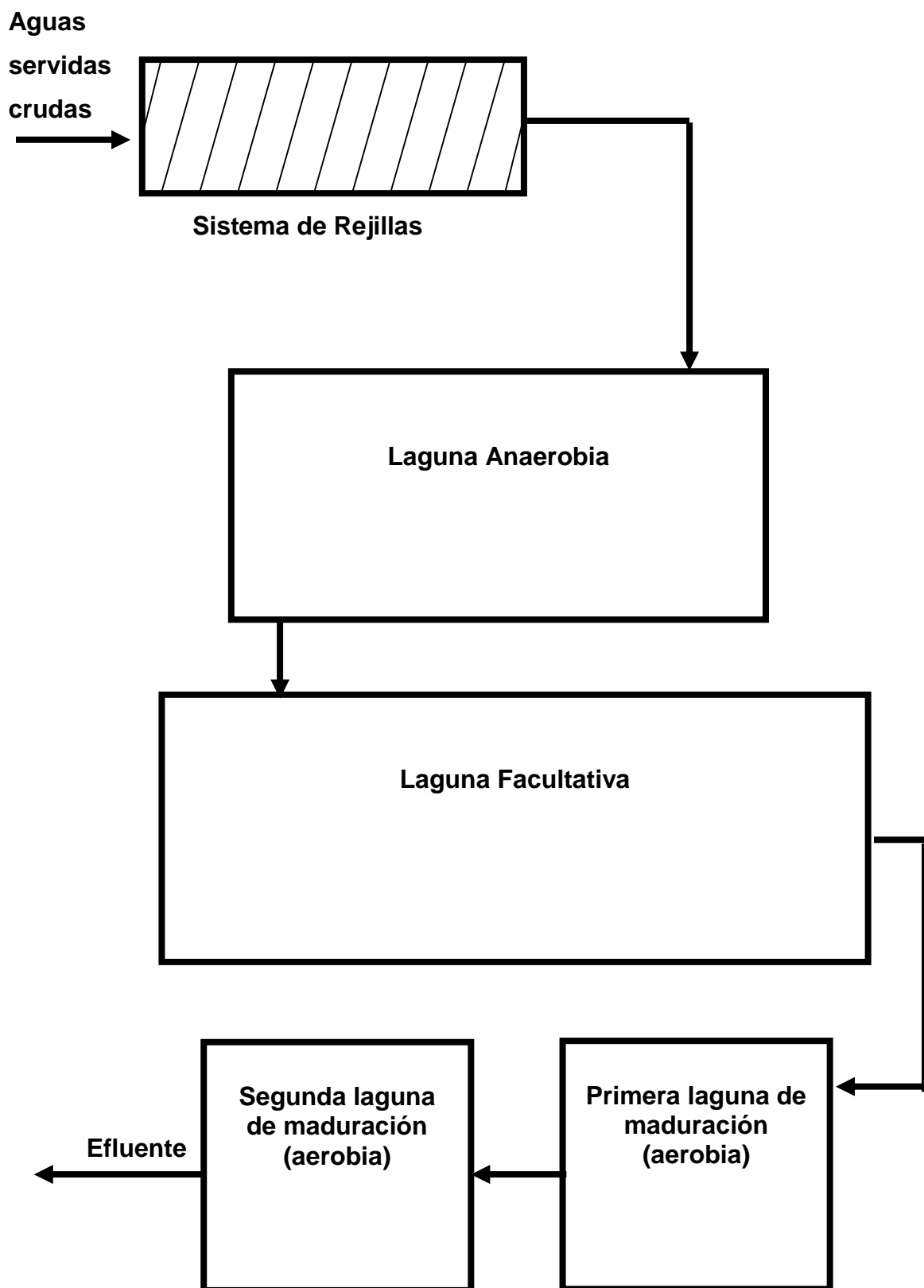
g) Porcentaje de reducción de $CF/100 \text{ ml}$ en el sistema (igual que en la primera alternativa)

$$E_{CF} = 99,64 \%$$

Teniendo en cuenta las elevadas remociones de Coliformes en ambas alternativas, se concluye que no es necesario dotar a los sistemas de operaciones de desinfección.

A continuación se aprecia un esquema del sistema de lagunas: anaerobia, facultativa y lagunas de maduración en serie

Fig. 3.7. Laguna anaerobia, facultativa y lagunas de maduración en serie



3.2.7 Dimensionamiento del Vertedero

Para realizar el diseño del vertedero se toma en cuenta la precipitación promedio anual de Villa La Unión.

Precipitación = 455 mm/ año = 0,455m/año

Area = 6 262 m²

$Q_{\text{luvia}} = 0,455 \text{ m/ año} \times 6262 \text{ m}^2 = 2849,2 \text{ m}^3/\text{día} = 9,03 \times 10^{-2} \text{ l/s}$

$Q_{\text{ag.serv}} = 10,21 \text{ l/s}$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{luvia}} + Q_{\text{ag.serv}}$$

$$Q_{\text{total}} = 9,03 \times 10^{-2} \text{ l/s} + 10,21 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{total}} = 10.30 \text{ l/s}$$

Se dimensiona un vertedero de sección rectangular para un efluente de una laguna de estabilización con un caudal medio (total) de 10,30 l/s que incluye precipitación, aguas servidas y un ancho del vertedero (b).

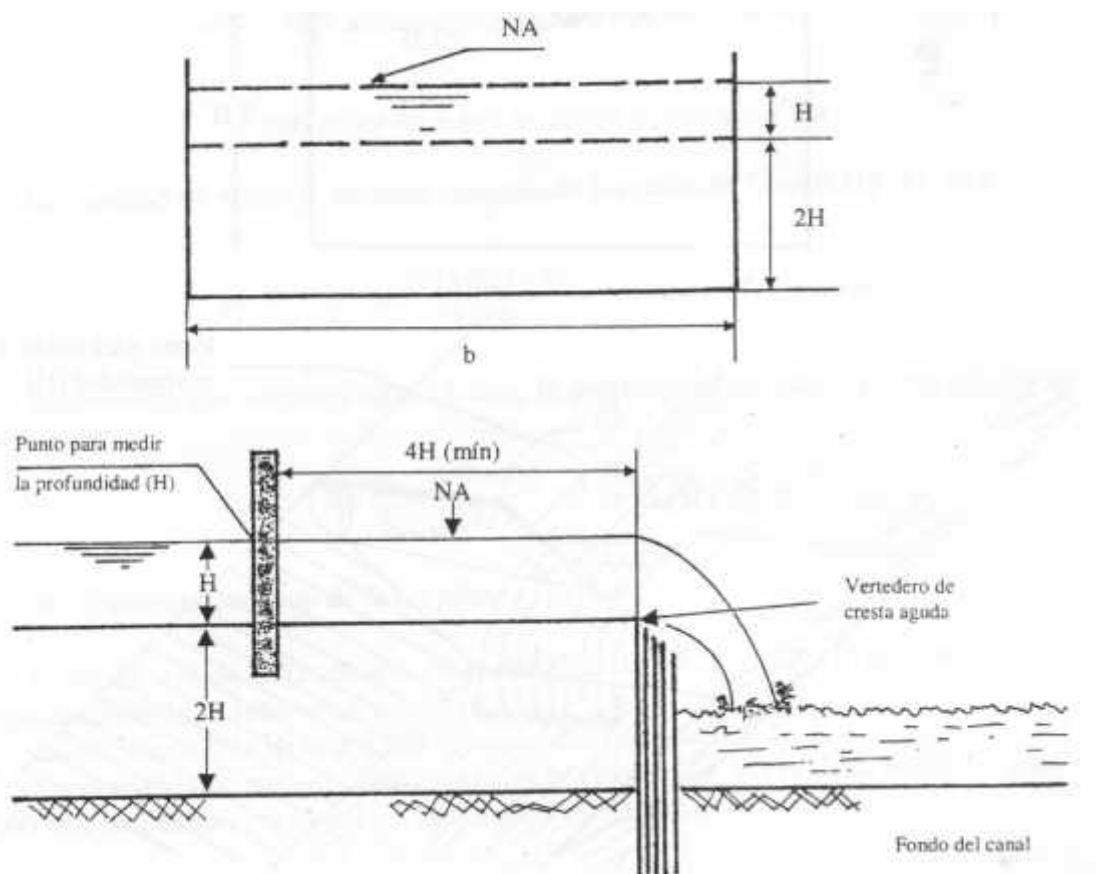
Cálculo de la lámina de agua en el vertedero de acuerdo con la ecuación (3.14)

$$H = \left(\frac{Q}{1,838b} \right)^{2/3} \quad (3.14)$$

donde $b = 20\text{cm}$

$$H = \left(\frac{10,30 \times 10^{-3}}{1,838 \times 0,2} \right)^{2/3} = 0.0108\text{m}$$

Fig.3.6.Vertedero rectangular de pared delgada



3.2.8. Comparación de áreas de las alternativas calculadas

TIPO DE LAGUNA	ÁREA, en m ² ALTERNATIVA	
	A Lagunas facultativa y de maduración en serie	B Lagunas anaerobia, facultativa y de maduración en serie
Anaerobia	-----	471
Facultativa	5 281	2 011
Maduración	3 780	3 780
TOTAL	9 061	6 262

Fuente: MORENO, G. (2003). Investigación de campo en Villa la Unión. Villa la Unión ESPOCH.
Riobamba.

Al tener en cuenta la Alternativa B, es decir, una laguna anaerobia, seguida de una facultativa y de lagunas de maduración en serie, se obtiene un ahorro de 2 799 m², es decir, que la segunda alternativa ofrece una reducción de área del 30,89 % con respecto a la alternativa A.

3.2.9. Consideraciones económicas

De acuerdo con el costo del terreno en el cantón Colta y, aunque no está completamente definida la microlocalización de la planta, se estima que, la alternativa “A” tendrá un costo de 16 310 USD, mientras que la alternativa “B”, de 10 873 USD.

Estos costos fueron estimados según las áreas calculadas, considerando a 1,20 USD el costo del m² de terreno local en la actualidad, más un 20 % de área para servicios y más un 30 % del costo total del terreno, para tuberías, accesorios y equipamiento, particularmente bombas centrífugas.

3.2.10 Evaluación del impacto ambiental de la disposición de las aguas servidas después de implementada la planta de tratamiento

La evaluación de impacto ambiental relacionada con el vertimiento de las aguas servidas de Villa La Unión en el río Sicalpa, una vez puesta en marcha la planta de tratamiento con una de las dos alternativas propuestas, se muestra en el Cuadro 3.9.

Los datos mostrados indican la mejoría significativa que se estima al implementar el sistema de tratamiento propuesto, puesto que la Evaluación del Impacto Ambiental correspondiente aumentó desde – 507 hasta – 163, la misma que, aunque sigue siendo negativa, mejora en un 68 % con respecto al valor obtenido para la disposición actual de las aguas servidas, es decir, antes de la implementación del sistema de tratamiento de las aguas residuales domésticas de Villa La Unión.

En orden decreciente de agregación de impactos negativos, los más importantes según el Cuadro 3.9, se presentan en el Cuadro 3.10, con las reducciones estimadas de cada uno de ellos.

Cuadro 3.10. Principales agregaciones de impactos negativos y sus reducciones estimadas al implementarse el sistema de tratamiento propuesto.

FACTORES AMBIENTALES	AGREGACIÓN DE IMPACTO ACTUAL	AGREGACIÓN DE IMPACTO ESTIMADA	PORCENTAJE DE REDUCCIÓN
Salud y seguridad	- 83	- 26	69
Vectores de enfermedades	- 75	- 20	73
Aguas superficiales	- 52	- 13	75
Invasión de malezas	- 48	- 14	71
Suelos	- 45	3	107
Atmósfera	- 32	- 14	56
TOTAL	- 335	- 84	75

Fuente: MORENO, G. (2003). Investigación de campo en Villa la Unión. Villa la Unión ESPOCH. Riobamba.

Como se puede apreciar en el Cuadro 3.10, los seis factores ambientales más dañados por la actual disposición de las aguas servidas de la ciudad de Villa La Unión, que representan casi el 70 % de la agregación total de impactos, se estima que pueden ser reducidos en un 75 % al quedar implementado el sistema de tratamiento, que para esta corriente residual, aquí se propone.

En el cuadro 3.11 se muestra la matriz de selección para la comparación de soluciones de depuración, según Barry C. Field

3.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

La hipótesis planteada, es decir, “El diseño de los procesos de un sistema de lagunas de estabilización anaerobia facultativa y aerobia, hará posible el tratamiento de las aguas servidas de Villa La Unión y la depuración de las mismas, incrementándose significativamente la calidad ambiental de la localidad”, ha quedado verificada, por cuanto:

- a) Se realizó el diseño de los dos sistemas de lagunas, con resultados en cuanto a eficiencias de remoción de DBO_5 y Coliformes, suficientemente altas como para que las aguas efluentes del tratamiento puedan ser empleadas para regadío o ser dispuestas en el río Sicalpa.
- b) Las áreas de terreno necesarias para los sistemas diseñados se corresponden con costos aceptables según las disponibilidades del I. Municipio.
- c) La estimación de la Evaluación de Impacto Ambiental antes y después de implementado alguno de los dos sistemas propuestos implican una mejoría ostensible de la calidad ambiental, como ya fue discutido.

CAPÍTULO IV

IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

1. Se diseña un sistema de tratamiento biológico para la depuración de las aguas servidas de Villa la Unión cantón Colta, para lo cual se propone dos alternativas A y B, precedidas en ambos casos de un sistema de pretratamiento constituido por rejillas.
2. La evaluación del impacto ambiental del actual manejo y disposición de las aguas servidas rinde un valor de – 507 puntos lo que indica el apreciable impacto negativo de dicho manejo. Se estima que una vez implementado el sistema de tratamiento propuesto se reducirá su valor negativo en – 163 puntos, es decir en un 70%, mejorando considerablemente la calidad ambiental.
3. Al caracterizar física, química y biológicamente las aguas servidas de Villa la Unión, según el criterio de Metcalf & Eedy, éstas se pueden clasificar como aguas residuales domésticas débiles.
4. Se dimensiona la Alternativa A, esto es: “Lagunas facultativa y de maduración en serie” con un área total de 9 061 m², con un costo de 16 310 USD. la primera con un área de 5 280.76 m²., con una eficiencia de 77.34%, y las dos lagunas de maduración de 1 890 m² cada una, con una reducción de coliformes fecales de 2 889/100ml su porcentaje de remoción es más del 99%.
5. Se dimensiona la Alternativa B, esto es: “Lagunas anaerobia, facultativa y de maduración en serie”, son tres lagunas con un área total de 6 262 m²

con un costo de 10 873 USD, con una eficiencia de más del 99% y un porcentaje de reducción de coliformes fecales de 99.64%.

6. Teniendo en cuenta las elevadas remociones de coliformes fecales en ambas alternativas, se concluye que no es necesario dotar a los sistemas de operaciones de desinfección.
7. El factor ambiental más afectado es salud y seguridad con un valor de – 83, y la acción que más afecta a los factores ambientales son las aguas servidas en sí con un valor de – 162 puntos.

4.2. PROPUESTA

La propuesta a plantearle al I. Municipio de Colta consiste en la implementación de un sistema de pretratamiento con base en rejillas (desbaste), y un sistema de tratamiento secundario basado en lagunas de oxidación propuesto en la Alternativa B, antes descrita y graficada, resumiendo: “Laguna anaerobia, facultativa y lagunas de maduración en serie”.

4.3. RECOMENDACIÓN

Se recomienda la implementación en la ciudad de Villa La Unión un sistema de tratamiento de las aguas servidas compuesto por las lagunas de oxidación descritas y diseñadas en la alternativa B, esto es: “Laguna anaerobia, facultativa y lagunas de maduración en serie” precedida de un pretratamiento en base a rejillas, esta recomendación se hace en vista de que su costo menor: 10 873

USD, así como también el área que ocupa es menor: 6 262 m², mientras que su eficiencia es mas del 99%.

Además en conversaciones mantenidas con el Alcalde de Colta manifiesta que está realizando las gestiones pertinentes para la adquisición del terreno, por lo que sugiero la ejecución y puesta en marcha la planta de tratamiento con lo cual habrá una mejoría de la calidad ambiental que se traducirá en un ambiente sano y libre de contaminación para sus habitantes.

CAPITULO V

V. BIBLIOGRAFÍA

1. CAAM. (1996). Plan Ambiental Ecuatoriano; Políticas y Estrategias, 11 – 15 p., Quito.
2. GOBIERNO MUNICIPAL DE COLTA y UNICEF. (2002). Plan maestro de Agua Potable y Saneamiento del cantón Colta. Villa La Unión.
3. SÁNCHEZ, A., MATURANA, J. A. y HOMSI, J. (1992). Evaluación de lagunas de estabilización, Sistema Esmeralda. XXIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. La Habana.
4. REGARDIZ, F, RAMÍREZ, C., LÓPEZ, E. y SÁNCHEZ, R. M. (1992). Comportamiento hidráulico en las lagunas de estabilización de la planta experimental de tratamiento de aguas de la Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela. XXIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. La Habana.
5. KOPSCHITZ, R. X. B. y DUNCAN, D. M. (1999). Irrigación de hortalizas con aguas residuales: Aspectos sanitarios. Universidad federal de Viscosa. Departamento de Ingeniería Civil. OMS, Reporte Técnico 1123, Sao Paulo.

6. **BASTOS, R. K. X. (1992). Bacteriological aspects of drip and furrow irrigation with treated wastewater. Tesis de Ph.D. Universidad de Leeds, Gran Bretaña**
7. ETAPA (s/f). I. Municipio de Cuenca. Cuenca.
8. **GLOYNA, E. y ESPINO E. (1969). Sulphite production in stabilization ponds. Journ. ASCE, San. Eng. Div. New York.**
9. FERREIRA, I. V. L. (1988). Contribución al estudio del ciclo del azufre en lagunas profundas en serie. Tesis de maestría, UFPB, Campiña Grande.
10. GLOYNA, E. F. (1971). Waste Stabilization Ponds. World Health Organization. Ginebra.
11. **ARCEIVALA, S.J. (1973). Simple waste treatment methods, aerated lagoons, oxidation ditches, stabilization ponds in warm and temperate climates. Middle East Technical University, Ankara.**
12. SILVA, S.A. (1981). On the treatment of domestic sewage in waste stabilization ponds in Northeast Brasil, Ph.D. thesis, Dandee University. Escosia.
13. ECKENFELDER, Jr. W. W. (1970). Water Quality Engineering for Practicing Engineers. Barnes and Nobles, Inc.. New York.

14. MARA, D.D. (1976). Sewage treatment in hot climates. John Wiley & Sons. Londres.
15. GLOYNA, E. (1976). Waste stabilization pond design. In: Ponds as a wastewater treatment alternative. Water Resources Symposium No. 9, University of Texas, Austin.
16. BROME, J. (1986). Wastetreatment and resource recovery. In: Information and training for low – cost water suplí and sanitation, pub. 5.4, The World bank, Washington D.C.
17. MCGARRY, M.G. y Pescod, M.B. (1970). Stabilization pond design criteria for tropical Asia. In: Wastetreatment lagoons
18. ARTHUR, J.P. (1983). Notes on the design and operation of waste stabilization ponds in warm climates of developing countries. World Bank Technical Paper No. 7, Washington, D.C.
19. IMTA, Instituto mexicano de Tecnología del Agua. (1994). Manual de agua potable y saneamiento (lagunas de estabilización), Coordinación de tecnología Urbano Industrial. Ciudad México.
20. GLOYNA, E. (1973). Estanques de estabilización de aguas residuales, OPS. Serie de Monografías. No. 60, Washington, D.C.

21. YÁÑEZ, F. (1993). Lagunas de estabilización: teoría, diseño, evaluación y mantenimiento. Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, Ministerio de Salud Pública. Ecuador.
22. REED, S. C. (1985). Nitrogen Removal in Wastewater Stabilization Lagoons. Journal of Water Pollution Control Federation, Vol. 57, No. 1,, New York.
23. VIÑAS, M. (2001). Teoría y diseño de las lagunas de oxidación. Empresa de Proyectos de la Agricultura (EMPA). La Habana.
24. FAIR, G. M., Geyer, J.C. y Okun, D.A. (1981). **Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales. Vol. 2: Ingeniería de aguas y aguas residuales. Ed. Limusa. Ciudad México.**
25. MARAIS, G. V. R. (1974). Journal of the Environmental Engineering Division. ASCE, 100, 119. USA.
26. MARA, D. D. y SILVA, S. A. (1979). Tratamientos Biológicos de Aguas Residuales- Lagunas de Estabilización. ABES, Río de Janeiro.
27. WHO/MERO. (1987). Wastewater Stabilization Ponds: Principles of Planning and Practice. Tech. Pub. No. 10. Alejandría.

28. CAVALCANTI, C. de P. T., KONIG, A., MENBDOZA, S. R. Y CEVALLOS, B. S. O. (1991) Variación de Coliformes Fecales y Diversificación de Algas en Lagunas de Estabilización en Serie Tratando Aguas Residuales Domésticas. Guarabira, PB. En: XVI Congreso Brasileño de Microbiología, Santos, Sao Paulo.
29. AYRES, R. M., y OTROS. (1992). A dDesign Equation for Human Intestinal Nematode Egg Removal in Waste Stabilization Ponds. Water Research, 26 (6). New York.
30. MARA, D. D. y CAIRNROSS, S. (1990). Directrices para el uso sin riesgos de aguas residuales y excretas en agricultura. OMS, Ginebra.
31. CONESA, V. (1997). Guía Metodológica para la Evaluación del Impacto Ambiental. Ed. Mundi-Prensa. Madrid.
32. ESTEVAN, M. T. (1984). Evaluación del Impacto Ambiental. Ed. Mundi-Prensa. Madrid.
33. ESTEVAN, M. T. (1983). Análisis de Impacto Ambiental. Principios, procedimientos y metodologías. Buenos Aires.
34. HERNÁNDEZ, R., FERNÁNDEZ, C. y BAPTISTA, P. (1998). Metodología de la Investigación. Ed. McGraw-Hill Internacional. México, D.F.

35. APHA. (1995). Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. AWWA, WPCF, New York.
36. VARGAS, C. y SÁNCHEZ, A. (1972). Puesta en marcha y primer etapa de experimentación en las lagunas de estabilización de Melipilla. Publicación 1-24. Universidad de Chile. Santiago de Chile.
37. YÁNEZ, F. y PESCOD, M. B. (1988). Wastewater Treatment and Reuse in Jordan, UNDP/World Bank Integrated Resource Recovery Project, Joint Mission Report.

ANEXOS

**ANEXO 1. FOTOGRAFÍAS SOBRE LA DISPOSICIÓN ACTUAL DE LAS
AGUAS SERVIDAS DE LA CIUDAD DE VILLA LA UNIÓN.**



Foto No. 1. Demostración del transporte de las aguas servidas entre las residencias y a cielo abierto



Foto No. 2. Curso abierto de las aguas servidas en las inmediaciones de su vertimiento en el río Sicalpa.



Foto No. 3. Punto en que las aguas servidas de la ciudad de Villa La Unión ingresan al seno del río Sicalpa.



Foto 4. Curso del río Sicalpa con las aguas servidas incorporadas.



Foto 5. Otra vista del curso del río Sicalpa con las aguas servidas incorporadas.



Foto No. 6. Corriente del río Sicalpa más las aguas servidas con incursión de los desechos sólidos de la ciudad.



Foto No. 7. Toma de muestras de las aguas servidas para su caracterización.



Foto No. 8. Otro punto de toma de muestras, justamente antes de unirse las mismas con el río Sicalpa.



Foto No. 9. Eliminación del aire superior en la botella de muestreo.



Foto No. 10. Otra vista del proceso de muestreo.

ANEXO 2. ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO BIOLÓGICO (SISTEMAS DE LAGUNAS).